



Instituto Politécnico
de Viana do Castelo

Frutuoso Tiago Cardoso de Sousa

**METODOS DE ANÁLISE E AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA
SÍSMICA DE PONTES EM BETÃO ARMADO**

Mestrado em Construções Cívicas

Ramo Estruturas

Professor Doutor Pedro da Silva Delgado

Abril 2015

ÍNDICE GERAL

Índice Geral.....	i
Dedicatória.....	iii
Agradecimentos.....	v
Resumo.....	vii
Abstract.....	ix
Résumé.....	xi
Índice de texto.....	xiii
Índice de Figuras.....	xvii
Índice de Tabelas.....	xxv
Capítulo 1 – Introdução.....	1.1
Capítulo 2 – Comportamento Sísmico das Pontes.....	2.1
Capítulo 3 – Análise Sísmica.....	3.1
Capítulo 4 – Avaliação de Segurança Sísmica.....	4.1
Capítulo 5 – Ensaio Experimental.....	5.1
Capítulo 6 – Conclusão.....	6.1
Referências Bibliográficas.....	R.1
Anexo 1 – Aspectos Gerais Sobre Pontes.....	A.1
Anexo 2 – Soluções de Reforço e Intervenção.....	A.2



Aos meus pais
pelo esforço que fizeram para eu estar aqui
e à Lina
pela sua coragem e luta
que teve pela vida

AGRADECIMENTOS

Para se poder realizar o seguinte trabalho foi necessário recorrer a muitos recursos humanos e materiais. Apesar de ser um trabalho individual, queria mostrar o meu reconhecimento e agradecimento a todos que me acompanharam ao longo da realização deste trabalho.

Assim, começo por agradecer à minha família, pais, irmãos e tia, pela paciência e compreensão sempre demonstrados ao longo deste trabalho e também por me facultar todas as condições possíveis para que pudesse realizar uma vida académica, desde o início da licenciatura até ao fim deste mestrado.

Ao doutor professor Pedro da Silva Delgado, por ser o meu orientador, pela sua dedicação e disponibilidade para as linhas orientadoras desse projeto bem como ter criado a oportunidade de poder realizar um ensaio experimental. Também, agradecer pelo espírito de amizade que foi aprofundando na realização desta dissertação.

A todos os docentes da área de estruturas da Escola Superior Tecnologia e Gestão de Viana do Castelo, nomeadamente aos professores doutores Patrício Rocha e Mário Marques, pelo contributo direto na realização deste projeto e às professoras doutoras Joana Oliveira e Mafalda Lopes, pela ajuda na realização da pesquisa bibliográfica deste trabalho. Ao coordenador do mestrado, professor doutor Mário Russo, por todo o apoio prestado ao longo dessa etapa.

À empresa Irmãos Maia, Lda., pela construção dos pilares e os ensaiados e igualmente à empresa S.T.A.P.- Reparação, Consolidação e Modificação de Estruturas, S.A., em particular ao eng. Miguel Santos, por todo o cuidado prestado na programação e realização dos trabalhos de reparação e reforço dos provetes.

A todas as pessoas do LESE pela disponibilidade e colaboração para a execução do ensaio experimental.

À empresa Pretensa, nomeadamente ao engenheiro Francisco Pimenta, por toda a disponibilidade demonstrada e por todas as informações úteis e essenciais para a realização deste trabalho.

Aos engenheiros António Cruz, Carlos Pimental e ao Sr.º Tiago Rodrigues da E.P., pela sua colaboração nesse trabalho e o fornecimento dos dados necessários para a realização das modelações.

A todos os colegas de licenciatura e mestrado da ESTG pelo espírito de amizade, disponibilidade e ajuda para a realização deste trabalho. Aos meus amigos da minha terra natal, nomeadamente ao Nuno, pela compreensão, apoio e força demonstrada ao longo do tempo de realização desse trabalho. À Maria José por todo o apoio dado na realização deste trabalho e pela amizade demonstrada.

Por fim, queria congratular a Catarina, pela força necessária para concluir este trabalho. Por todo carinho que prestou, pela compreensão, pela motivação e por fim por acreditar em mim, no meu esforço e sucesso.

RESUMO

Este trabalho consiste no estudo do comportamento sísmico de pontes de betão armado. Ao longo deste, são indicadas as principais metodologias de análise sísmica, e, posteriormente as principais metodologias de análise de segurança sísmica, tendo em conta o comportamento não linear das pontes. Ao nível das análises numéricas, serão aplicadas algumas das metodologias referidas numa ponte porticada de betão armado, submetida a análises dinâmicas, explorando a sua capacidade histerética, de forma a indicar as vantagens e desvantagens na sua aplicação prática, para que possam ser envolvidas no futuro, no dimensionamento e verificação de segurança de estruturas correntes, garantindo um bom nível de rigor. Posteriormente, serão apresentados os resultados experimentais relativos a um ensaio de um pilar retangular de secção oca. Finalmente, serão expostas as conclusões da comparação com outros pilares ensaiados na campanha experimental anterior.

No início deste projeto apresenta-se uma análise aos danos em pontes e viadutos que foram submetidos à ação sísmica recentemente. A ação sísmica permite testar a capacidade de dissipação de esforços e respetivo comportamento histerético. Assim, é importante analisar as estruturas que estiveram já sujeitas a esse fenómeno para se retirar conclusões e, posteriormente melhorar as condições de comportamento sísmico das estruturas existentes ou novas.

Na modelação estrutural abordaram-se, primeiramente, os elementos da estrutura, com modelações bidimensionais e tridimensionais, definindo métodos para obter a resposta estrutural de pontes. Depois, foi estudado o comportamento dos materiais constituintes do betão armado sujeitos a cargas cíclicas para que, no fim, sejam definidos os modelos de avaliação da capacidade resistente dos elementos das pontes. Abordou-se igualmente a legislação europeia, Eurocódigo 8, e indicando quais são os métodos utilizados pela norma para se proceder à análise sísmica.

Para avaliação de segurança sísmica enunciaram-se os métodos mais simplificados e abordou-se uma metodologia mais rigorosa, que parte do princípio da quantificação da probabilidade de ruína através de uma transformação não linear da ação sísmica e dos seus efeitos na estrutura. Alguns dos princípios estudados foram aplicados a um caso de estudo.

Por fim, foi realizado um ensaio experimental de um pilar retangular reforçado com bandas CFRP, com secção oca, dando seguimento à campanha experimental realizada por Delgado (2009). Finalmente, este ensaio foi complementado com uma análise numérica do pilar, sem o reforço, submetido à mesma lei de carga utilizado no ensaio experimental.

PALAVRAS CHAVE: pontes de betão armado; análise sísmica; modelação não linear; análises dinâmicas; dissipadores; probabilidade de ruína; vulnerabilidade sísmica; pilares ocos; ensaios experimentais; estratégias para reforço.

ABSTRACT

This work consists of the study of the seismic behavior of reinforced concrete bridges. Along this thesis are shown the main methods of seismic analysis and subsequently the main methods of analyzing seismic safety, taking into account the non-linear behavior of the bridges. In numerical analysis, will apply some of the methodologies referred to reinforced concrete bridge, subjected to dynamic analysis, exploring its hysteretic capacity, to indicate the advantages and disadvantages in practical application, that may be involved in future, in the design and verification of structural safety assessment of current structures, ensuring a good level of rigor. After will be presented the experimental results of testing hollow section bridge piers. Finally, will be perform the conclusions of the comparison with other testing hollow section bridge piers.

In the beginning of this work it is show an analysis of the damage to bridges that was subjected to seismic action lately. The seismic action allows to test capacity of dissipation of efforts and respective hysteretic behavior. Thus, it is important to analyze the structures that were subject to this action, to take conclusions and further improve the seismic performance of existing and new structures.

In structural modeling was studied first the elements of structure, in two-dimensional and three-dimensional modeling, defining methods for the structural response of bridges. After this, was read the behavior of the constituent materials of the concrete to cyclic loading in order to define models to be evaluation of the strength of the elements of the bridges. Also was studied the European legislation, Eurocode 8, and indicating what the methods that indicate to conduct seismic analysis are.

For verification of structural safety, was enunciated most simplified methods and addressed by a more rigorous methodology, which assumes the quantification of the probability of ruin through a nonlinear transformation of the seismic action and its effect on the structure. Some of the principles studied will be applied to a case study.

Finally an experimental test of reinforced hollow section pier with CFRP sheet following up experimental campaign by Delgado (2009). Subsequently, when this testing will be complete with a numerical analysis of the pillar without reinforcement, subjected to the law of load used in the experimental test.

KEYWORDS: reinforced concrete bridges, seismic analysis, nonlinear modeling, dynamic analyzes, verification of structural safety, seismic isolation, seismic vulnerability, RC hollow pillars, experimental tests, retrofit strategies.

RÉSUMÉ

Ce travail consiste à l'étude du comportement sismique des ponts en béton armé. Tout au long de ce sont indiquées les principales méthodes d'analyse sismique et par la suite les principales méthodes d'analyse de la sécurité sismique, en tenant compte du comportement non-linéaire des ponts. En termes d'analyse numérique, appliquer certaines des méthodes visés à un pont portique en béton armé soumis à une analyse dynamique, explorer sa capacité d'hystérésis pour indiquer les avantages et les inconvénients de l'application pratique qui peuvent être impliqués dans l'avenir dans la conception et la vérification des structures de sécurité en vigueur, en assurant un bon niveau de rigueur. Enfin, les résultats expérimentaux concernant le test d'un pilier rectangulaire de section creuse seront présentés. Ensuite, les conclusions de la comparaison avec d'autres piliers testés en campagne expérimentale précédente seront présentés.

Avant de procéder à des objectifs de ce travail a été fait une analyse des dommages causés à des ponts et des viaducs qui ont été soumis à l'action sismique récents. La meilleure preuve de son handicap lorsque la structure est soumise à l'action sismique, avec un mauvais comportement qui peut conduire à son échec. Ainsi, il est important d'analyser les structures qui ont fait l'objet à ce phénomène, de tirer des conclusions et d'améliorer la performance sismique des structures existantes et nouvelles.

Dans la modélisation structurelle a été adressée premiers éléments de la structure avec la modélisation bidimensionnelle et tridimensionnelle, définir des méthodes pour la réponse structurale des ponts. Par la suite, le comportement des matériaux constitutifs du béton à un chargement cyclique afin de définir des modèles d'être évaluation de la force des éléments des ponts a été étudiée. Est adressée également à la législation européenne, l'Eurocode 8, et en indiquant quelles sont les méthodes qui indiquent à procéder à une analyse sismique.

Pour l'évaluation de la sécurité sismique, est énoncé les méthodes les plus simplifiées et traitées par une méthodologie plus rigoureuse, ce qui suppose la quantification de la probabilité de ruine à travers une transformation non linéaire de l'action sismique et son effet sur la structure. Certains des principes étudiés ont été appliqués à une étude de cas.

Enfin essai expérimental d'un pilier rectangulaire renforcé avec fibre de carbone avec des bandes de section creuse, nouvelle campagne expérimentale par Delgado (2009) a été réalisée. Par la suite, le dosage a été complète par une analyse numérique du pilier sans armature, soumis à la loi de la charge utilisée dans l'essai expérimental.

Mots-clés: ponts en béton armé, sismique, l'analyse sismique, la modélisation non linéaire, analyse dynamique, les éviers, la probabilité de ruine, de la vulnérabilité sismique, piliers creux, essais expérimentaux, les stratégies de renforcement.

ÍNDICE DE TEXTO

INTRODUÇÃO.....	1.1
1.1 Considerações Gerais.....	1.1
1.2 Objectivos	1.2
 COMPORTAMENTO SISMICO DE PONTES	2.1
2.1 Introdução	2.1
2.2 Principais sismos que surgiram recentemente.....	2.2
2.3 Comportamento das pontes aos sismos recentes.....	2.4
2.3.1 – Sismo de Loma Prieta, 1989	2.5
2.3.2 – Sismo de Northridge, 1994	2.6
2.3.3 – Sismo de Kobe, 1995	2.10
2.3.4 – Sismo de Taiwan, 1999	2.12
2.3.5 – Sismo de Whenchuan, 2008.....	2.14
2.3.6 - Sismo de Áquila, 2009	2.16
2.3.7 - Sismo de Haiti, 2010.....	2.17
2.3.9 - Sismo de Tohoku, 2011	2.22
2.3.10 - Sismo de Van, 2011	2.23
2.4 Danos em pontes devido a acção sísmica	2.24
2.4.1 - Danos em fundações	2.24
2.4.2 - Danos devido a problemas estruturais	2.26
 ANALISE SÍSMICA.....	3.1
3.1 Introdução	3.1
3.2 Modelação Estrutural de Pontes.....	3.2
3.2.1 – Modelação de pontes com modelos planos	3.3
3.2.2 – Modelação de pontes com modelos tridimensionais.....	3.5
3.2.3 – Algoritmo de análise estrutural	3.6
3.3 Modelação do Comportamento do Betão.....	3.7
3.3.1 – Carregamento Monotónico.....	3.7
3.3.2 – Efeito do Confinamento	3.9
3.3.3 – Comportamento do betão sob carregamentos cíclicos	3.11
3.4 Modelação do comportamento do aço	3.13
3.4.1 – Carregamento Monotónico.....	3.13
3.4.2 – Carregamento cíclico	3.14

3.5 Modelação do comportamento do betão armado	3.16
3.5.1 – Modelo de rótulas plásticas	3.17
3.5.2 – Modelo de fibras	3.25
3.5.3 – SAP2000	3.28
3.6 Análise sísmica segundo o Eurocodigo 8 (EC8)	3.30
3.6.1 – Requisitos fundamentais de comportamento	3.31
3.6.2 – Condições do terreno	3.33
3.6.3 – Caraterização da ação sísmica	3.34
3.6.4 – Modelação da estrutura	3.38
3.6.5 – Métodos de análise sísmica	3.41
3.7 Caso de Estudo – Ponte de Lanheses sobre o Rio Lima	3.44
3.7.1 – Caraterização da análise dinâmica não linear	3.45
3.7.2 – Conceção do acelerograma	3.46
3.7.3 – Caraterização da estrutura	3.47
3.7.4 – Discretização da estrutura	3.48
3.7.5 – Caraterização dos modelos	3.54
3.7.6 – Influência do comprimento da rótula plástica	3.56
3.7.7 – Influência da ligação do apoio sul	3.61
3.7.8 – Modelos de casca	3.65
3.7.9 – Influência dos aparelhos de apoio	3.67
 AValiação de Segurança Sísmica	4.1
4.1 Introdução	4.1
4.2 Critérios de Verificação do EC8, parte II	4.4
4.2.1 – Comportamento dúctil	4.4
4.2.2 – Comportamento de ductilidade limitada	4.5
4.2.3 – Controlo de deslocamentos	4.5
4.2.4 – Controlo das rotações	4.6
4.2.5 – Considerações finais de conceção e dimensionamento	4.6
4.3 Metodologia da Federal Emergency Management Agency (FEMA)	4.7
4.4.1 – Deslocamentos máximos possíveis	4.9
4.4.2 – Deslocamentos máximos exigidos	4.10
4.5 Métodos dos Coeficientes Parciais de Segurança	4.12
4.6 Metodologia Probabilística pelo Método do Hipercubo Latino (HCL)	4.14
4.6.1 – Capacidade Estrutural	4.15

4.6.2 – Exigência Sísmica	4.15
4.6.3 – Definição da Probabilidade de Ruína	4.16
4.7 Metodologia probabilística através de curvas de fragilidade	4.19
4.8 Metodologia probabilística através de funções de vulnerabilidade.....	4.21
4.8.1 – Exigência sísmica	4.21
4.8.2 – Capacidade estrutural	4.21
4.8.3 – Função de vulnerabilidade.....	4.22
4.8.4 – Caraterização estatística do efeito da ação	4.22
4.8.5 – Determinação da probabilidade de ruína	4.22
4.8.6 – Resumo dos procedimentos.....	4.23
4.9 Caso de estudo – Ponte de Lanheses sobre o Rio Lima	4.24
4.9.1 – Caraterização da ação sísmica.....	4.25
4.9.2 – Capacidade estrutural	4.25
4.9.3 – Caraterização das funções de vulnerabilidade.....	4.26
4.9.4 – Análise dos resultados	4.26
ENSAIO EXPERIMENTAL	5.1
5.1 Introdução	5.1
5.1.1 – Caraterísticas dos provetes	5.3
5.1.2 – Estimativa da capacidade resistente	5.5
5.2 Síntese dos resultados dos pilares originais	5.6
5.2.1 – Resultados experimentais do PO1-N4 vs PO1-N6	5.8
5.2.2 – Resultados experimentais do PO2-N6.....	5.9
5.3 Pilares Reforçados.....	5.12
5.3.1 – Processo de reforço e dimensionamento	5.12
5.3.2 – Resultados experimentais do PO1-N6-R1.....	5.14
5.3.2 – Resultados experimentais do PO2-N5-R1 e PO2-N5-R2.....	5.15
5.4 Ensaio Experimental do PO2-N6-R1	5.18
5.5 Análise numérica.....	5.23
CONCLUSÃO	6.1
6.1 Conclusões Finais	6.1
6.2 Sugestões para desenvolvimentos futuros.....	6.5

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS R.1

ASPECTOS GERAIS SOBRE PONTES..... A1.1

A1.1 Evolução Histórica	A1.1
A1.2 Tipo de Pontes e Materiais	A1.7
A1.2.1 – Pontes em viga	A1.7
A1.2.2 – Pontes em arco	A1.8
A1.2.3 – Pontes de cabos	A1.9
A1.3 Componentes Principais das Obras de Arte	A1.10
A1.3.1 – Tabuleiro	A1.10
A1.3.2 – Pilares.....	A1.10
A1.3.3 – Encontros	A1.11
A1.3.4 – Aparelhos de apoio	A1.12
A1.4 Ciclo de Vida.....	A1.13

SOLUÇÕES DE REFORÇO E INTERVENÇÃO A2.1

A2.1 Introdução.....	A2.1
A2.2 Intervenção Global da Estrutura.....	A2.3
A2.2.1 – Isolamento Base	A2.3
A2.2.2 – Amortecedor de massa sintonizada - TMD.....	A2.6
A2.2.3 – Dissipadores.....	A2.7
A2.3 Reforço de Elementos da Estrutura	A2.9
A2.3.1 – Reforço de Pilares de Betão Armado.....	A2.9
A2.3.2 – Reforço de Ligações Entre Elementos.....	A2.10
A2.3.3 – Reforço dos Encontros.....	A2.10
A2.4 Reforço de Fundações ou do Solo de Fundação.....	A2.9
A2.4.1 – Reforço das fundações com micro-estacas	A2.9
A2.4.2 – Reforço do solo de fundação.....	A2.10

INDICE DE FIGURAS

COMPORTAMENTO SISMICO DE PONTES	2.1
Figura 2.1 - Vista parcial ponte Struve Slough.	2.5
Figura 2.2 - Vista total da ponte Struve Slough.	2.5
Figura 2.3 - Arrancamento da armadura.	2.6
Figura 2.4 - Colapso do viaduto Cypress.	2.6
Figura 2.5 - Queda de tabuleiro vista de cima.....	2.7
Figura 2.6 - Queda de tabuleiro vista de baixo.	2.7
Figura 2.7 - Pilar do viaduto após queda do tabuleiro (Delgado, 2009).	2.7
Figura 2.8 - Queda de tabuleiro devido ao punçoamento (Delgado, 2009).	2.7
Figura 2.9 - Ductilidade insuficiente em mecanismo de flexão (Oliveira, et al., 1995).....	2.8
Figura 2.10 - Escorregamento das cintas (Oliveira, et al., 1995).	2.8
Figura 2.11 - Roturapor esforço transversal (Oliveira, et al., 1995).	2.9
Figura 2.12 - Danos num nó (Oliveira, et al., 1995).	2.9
Figura 2.13 - Pilar de um viaduto danificado.....	2.10
Figura 2.14 - Rutptura do pilar na zona da rótula plástica.	2.10
Figura 2.15 - Colapso do viaduto de Hanshin.	2.11
Figura 2.16 - Rutura do pilar na zona da rótula plástica (EASY, 1997).	2.11
Figura 2.17 - Queda de parte do tabuleiro.....	2.12
Figura 2.18 - Derrocada de uma ponte perto de Doulan (NISEE 2006).	2.13
Figura 2.19 - Colapso de uma parte do tabuleiro.	2.13
Figura 2.20 - Dano nos pilares devido ao esforço de corte.	2.14
Figura 2.21 - Queda de parte do tabuleiro (NISEE 2006).....	2.14
Figura 2.22 - Pilar da ponte Mingjian danificado.	2.14
Figura 2.23 - Queda do tabuleiro de uma ponte.....	2.15
Figura 2.24 - Rotura de tabuleiro, vista longitudinal.	2.15
Figura 2.25 - Rotura de tabuleiro, vista transversal.	2.15
Figura 2.26 - Colapso total da ponte de Gaoyuan (Clough & Penzien, 1982).	2.16
Figura 2.27 - Pilares do viaduto da A24 (Kazuhiko, et al., 2009).....	2.16
Figura 2.28 - Apoio do viaduto da A24 (Kazuhiko, et al., 2009).	2.16
Figura 2.29 - Colapso da ponte devido a punçoamento, vista longitudinal (Kazuhiko, et al., 2009).....	2.17
Figura 2.30 - Colapso da ponte devido ao punçoamento, vista transversal (Kazuhiko, et al., 2009).....	2.17

Figura 2.31 - Tipo mais comum de ponte no Haiti (Eberhard, Baldrige, Marshall, Mooney, & Rix, 2010).....	2.18
Figura 2.32 - Dano numa ponte devido ao esforço de corte (Eberhard, et al., 2010).....	2.18
Figura 2.33 - Ampliação da fenda (Eberhard, et al., 2010).....	2.18
Figura 2.34 - Encontro do viaduto (Yashinsky, et al., 2010).	2.19
Figura 2.35 - Deslocamento transversal do viaduto (Yashinsky, et al., 2010).....	2.19
Figura 2.36 - Vista inferior da entrega do tabuleiro ao apoio (Yashinsky, et al., 2010).	2.19
Figura 2.37 - Colapso de tabuleiro e pilares sobre o Rio Bio-Bio (Yashinsky, et al., 2010).....	2.20
Figura 2.38 - Pilar danificado da ponte Tubul (Yashinsky, et al., 2010).	2.20
Figura 2.39 - Colapso do tabuleiro da ponte Tubul (Yashinsky, et al., 2010).	2.21
Figura 2.40 - Dano de pilar devido a esforço de corte (Yashinsky, et al., 2010).	2.21
Figura 2.41 - Falha no aparelho de apoio (Kawata, Takahash, Sugiyama, & Obuchi, 2011).....	2.22
Figura 2.42 - Destacamento do betão na zona da rótula plástica (Kawata, et al., 2011).....	2.22
Figura 2.43 - Viaduto de Tohoku Shinkanse (Kawata, et al., 2011).	2.23
Figura 2.44 - Ponte de Orene (Cetin, et al., 2011).	2.24
Figura 2.45 - Colapso de um encontro devido ao deslizamento dos solos (Duarte, et al., 1990).....	2.25
Figura 2.46 - Esquema sobre o colapso de uma ponte devido a falha geológica (CEB, 1996).	2.25
Figura 2.47 - Rotura de uma estaca.....	2.26
Figura 2.48 - Fissura de uma sapata.....	2.26
Figura 2.49 - Rotura de apoio (CEB, 1991).	2.27

ANALISE SÍSMICA..... 3.1

Figura 3.1 - Esquema da Modelação Estrutural (Delgado, 2009).	3.4
Figura 3.2 - Modelação de ponte com sólidos tridimensionais (Santos, 2007).....	3.5
Figura 3.3 - Diagrama tensões-extensões do betão para carregamento monotónico (Delgado, 2009).....	3.8
Figura 3.4 – Betão axialmente solicitado com confinamento lateral (CEB, 1993).....	3.9
Figura 3.5 – Exemplo da distribuição do efeito de confinamento (CEB, 1993)	3.9
Figura 3.6 – Diagrama tensões-extensões do comportamento do betão confinado (Delgado, 2009).....	3.10
Figura 3.7 – Comportamento do betão sob acções cíclicas proposto por Thompson e Park (1980).....	3.12
Figura 3.8 – Comportamento do aço para um carregamento monotónico (Delgado, 2009).....	3.14

Figura 3.9 – Diagrama de tensões-extensões do aço para carregamento cíclico (Delgado, 2009).....	3.15
Figura 3.10 – Elemento de barra com seis graus de liberdade (Delgado, 2009).....	3.18
Figura 3.11 – Elemento de barra como associação de três subelementos (Delgado, 2009).....	3.19
Figura 3.12 – Localização do comprimento da rótula plástica no elemento de barra (Delgado, 2009).....	3.20
Figura 3.13 – Distribuição teórica e real das rotações para a rótula plástica (Delgado, 2009).....	3.20
Figura 3.14 – Parâmetros de identificação da lei base trilinear (Delgado, 2009).	3.21
Figura 3.15 – Discretização da secção transversal (Delgado, 2009).....	3.22
Figura 3.16 – Inversão do carregamento, descarga (Delgado, 2009).....	3.23
Figura 3.17 – Inversão do carregamento, recarga (Delgado, 2009).....	3.23
Figura 3.18 – Efeito de pinching (Delgado, 2009).....	3.24
Figura 3.19 – Fenómeno de degradação de resistência (Delgado, 2009).....	3.25
Figura 3.20 – Discretização de uma secção retangular de betão armado num modelo de fibras (Seismosoft, 2006).	3.26
Figura 3.21 – Localização dos pontos de Gauss num elemento (Claudino, 2004).	3.27
Figura 3.22 – Lei construtiva proposta por Mander et al (1988).	3.27
Figura 3.23 – Lei do comportamento não linear das rótulas plásticas no SAP2000 (Araújo, 2011).....	3.29
Figura 3.24 – Zonas sísmicas de Portugal continental: a) ação sísmica Tipo 1; b) ação sísmica Tipo 2, retirado de EC8 (2009).	3.35
Figura 3.25 – Espectro de resposta elástico para ação Tipo 1 e Tipo 2 (Loureiro, 2008).	3.36
Figura 3.26 – Exemplo de acelerograma (Loureiro, 2008).	3.37
Figura 3.27– Acelerograma criado a partir do espectro de resposta Tipo 2, da Zona Sísmica 2,5.....	3.46
Figura 3.28– Espectro de resposta do acelerograma sobreposto com o espectro de resposta Tipo 2, da Zona Sísmica 2,5.....	3.47
Figura 3.29– Vista nascente.	3.48
Figura 3.30- Pilar.	3.48
Figura 3.31– Aparelho de apoio (bearing device).....	3.48
Figura 3.32– Vista transversal do tabuleiro.	3.48
Figura 3.33– Modelo da ponte em elemento de barra.....	3.49
Figura 3.34– Modelo da ponte em elemento de casca.	3.49
Figura 3.35– Influência do confinamento.	3.50
Figura 3.36– Secção do pilar com esquema de armaduras.	3.51
Figura 3.37– Vista de um pórtico.....	3.51
Figura 3.38– Secção do tabuleiro na ligação com o pilar.	3.51

Figura 3.39– Simplificação da secção do pilar.....	3.52
Figura 3.40– Simplificação de uma das secções do tabuleiro.	3.53
Figura 3.41– Curva M-C da secção no sentido longitudinal.	3.54
Figura 3.42 – Curva M-C da secção no sentido transversal.	3.54
Figura 3.43– Vista parcial da ponte do modo longitudinal.	3.55
Figura 3.44– Vista parcial da ponte do modo transversal.	3.55
Figura 3.45– Momentos nas rótulas plásticas M.T.B.1, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.....	3.57
Figura 3.46– Deslocamentos no topo P20 do M.T.B.1, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.....	3.57
Figura 3.47– Deslocamentos no topo P36 do M.T.B.1, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.....	3.58
Figura 3.48 – Diagrama momento-curvatura P20 do M.T.B.1, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.	3.58
Figura 3.49 – Diagrama momento-curvatura P36 do M.T.B.1, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.	3.59
Figura 3.50 – Momentos nas rótulas plásticas M.L.B.2, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.....	3.59
Figura 3.51 – Deslocamentos no topo P20 do M.L.B.2, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.....	3.60
Figura 3.52 – Deslocamentos no topo P29 do M.L.B.2, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.....	3.60
Figura 3.53 – Diagrama momento-curvatura P20 do M.L.B.1, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.	3.61
Figura 3.54 – Diagrama momento-curvatura P29 do M.T.B.1, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.	3.61
Figura 3.55 – Comparação dos momentos nas rótulas plásticas entre M.T.B.1 LP3 e M.T.B.3 LP3, para um sismo Tipo 2 em Lisboa.....	3.62
Figura 3.56 – Comparação dos deslocamentos no topo P20 M.T.B.1 LP3 e M.T.B.3 LP3, para um sismo Tipo 2 em Lisboa.	3.62
Figura 3.57 – Comparação dos momentos nas rótulas plásticas entre M.L.B.2 LP3 e M.L.B.4 LP3, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.....	3.63
Figura 3.58 – Comparação dos deslocamentos no topo P05 M.L.B.2 LP3 e M.L.B.4 LP3, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.....	3.63
Figura 3.59 - Comparação dos diagramas momento-curvatura P05 M.L.B.2 LP3 e M.L.B.4 LP3, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.....	3.64
Figura 3.60 – Comparação dos deslocamentos no topo P05 M.L.B.2 LP3 e M.L.B.4 LP3, para um sismo Tipo 2 em Lisboa.	3.64
Figura 3.61 - Comparação dos diagramas momento-curvatura P05 M.L.B.2 LP3 e M.L.B.4 LP3, para um sismo Tipo 2 em Lisboa.....	3.65

Figura 3.62 – Comparação dos deslocamentos no topo P20 entre M.T.C.5 e M.T.B.1 LP3, para um sismo Tipo 2 em Lisboa.	3.66
Figura 3.63 – Esforços de corte no pilar P20, M.T.C.5, aos 11,15 segundos.	3.66
Figura 3.64 – Tensões no pilar P20, M.T.C.5, aos 11,15 segundos.	3.66
Figura 3.65 – Comparação dos deslocamentos no topo P29 entre M.L.C.6 e M.L.B.2 LP3, para um sismo Tipo 2 em Lisboa.	3.67
Figura 3.66 – Tensões nas armaduras longitudinais, no pilar P29, M.L.C.6, aos 15,05 segundos.	3.67
Figura 3.67 – Momentos no pilar P29, M.L.C.6, aos 15,05 segundos.	3.67
Figura 3.68 – Comparação dos deslocamentos no topo P29 entre M.L.C.6, M.L.C.6 LRB e M.L.B.2 LP3, para um sismo Tipo 2 em Lisboa.	3.69
Figura 3.69 – Tensões nas armaduras longitudinais, no pilar P29, M.L.C.6, instante 15,05 segundos.	3.69
Figura 3.70 – Tensões nas armaduras longitudinais, no pilar P29, M.L.C.6 LRB, instante 15,05 segundos.	3.70

AValiação de Segurança Sísmica 4.1

Figura 4.1 – Organograma das principais metodologias para a avaliação de segurança, adaptado Coelho (2010).	4.3
Figura 4.2 – Rigidez dos elementos dúcteis (Santos, 2007).	4.4
Figura 4.3 – Rotação última da rótula (Santos, 2007).	4.6
Figura 4.4 – Disposição gráfica da análise de vulnerabilidade pelo método dos deslocamentos (Delgado, 2009).	4.12
Figura 4.5 – a): Divisão da função de distribuição em intervalos de igual probabilidade; b): exemplo de amostragem de duas variáveis (Costa, 1993).	4.14
Figura 4.6 – Problema da fiabilidade estrutural (Laranja & Estevão, 2000).	4.16
Figura 4.7 – Procedimento para a definição da capacidade estrutural de um elemento (Marques, 2011).	4.17
Figura 4.8 – Procedimento para definição da exigência/resposta estrutural, adaptado de Marques (2011).	4.18
Figura 4.9 – Exemplo de curvas de fragilidade (Delgado, 2009).	4.19
Figura 4.10 – Resposta estrutural para uma determinada aceleração a_{gi} (Delgado, 2009).	4.20
Figura 4.11 – Convolução de R e S para a determinação da probabilidade de ruína (Marques, 2011).	4.23
Figura 4.12 – Representação esquemática do processo de avaliação de segurança (Delgado, 2009).	4.24
Figura 4.13 – Função de Vulnerabilidade P05 - M.L.B.4 LP6 LISBOA.	4.26

ENSAIO EXPERIMENTAL.....	5.1
Figura 5.1 – Esquema geral do setup de ensaio do LESE (Delgado, 2009).....	5.2
Figura 5.2– Vista geral do setup ensaio do LESE (Delgado, 2009).....	5.2
Figura 5.3– Provetes de pilares de secção oca: a) geometria de um tipo de provete e b) localização dos LVDT (Delgado et al, 2012).....	5.3
Figura 5.4– Típicos danos finais nas almas e banzos para pilares retangulares e quadrados de secção oca (Delgado et al, 2012).....	5.7
Figura 5.5 – Resultados dos ensaios PO1-N4 vs PO1-N6 (Delgado et al, 2012).....	5.9
Figura 5.6 – Componente de deformação por corte e flexão PO2-N6.	5.10
Figura 5.7 – Comparação dos dados experimentais PO2-N6 vs PO2-N4.....	5.10
Figura 5.8 – Danos no pilar PO2-N6 para o deslocamento último (Delgado, 2009).	5.11
Figura 5.9 – Danos internos no pilar PO2-N6 para o deslocamento último (Delgado, 2009).	5.11
Figura 5.10 – Reparação e reforço dos pilares ocos (Delgado, 2009).....	5.13
Figura 5.11 – Evolução dos danos no pilar PO1-N6-R1, face Oeste (Delgado, 2009).	5.14
Figura 5.12 – Comparação dos resultados experimentais do pilar PO1-N6 vs PO1-N6-R1 (Delgado, 2009).....	5.15
Figura 5.13 – Danos finais no pilar PO2-N5 R1, correspondentes a um drift de 2,5% (Delgado, 2009).....	5.16
Figura 5.14 – Danos finais no pilar PO2-N5 R2, correspondentes a um drift de 2,9% (Delgado, 2009).....	5.16
Figura 5.15 – Evolução dos danos no pilar PO2-N5-R2, vista interior da face Oeste (Delgado, 2009).....	5.17
Figura 5.16 – Comparação dos resultados experimentais do PO2-N5-R2 com o PO2-N5-R1 e o PO2-N5 (Delgado, 2009).	5.17
Figura 5.17 – Execução do reforço do pilar PO2-N5-R1.....	5.18
Figura 5.18 – Evolução dos danos no pilar PO2-N6-R1, vista exterior da face Este.....	5.19
Figura 5.19 – Danos finais no pilar PO2-N6-R1, correspondentes a um drift de 3,07%. ...	5.19
Figura 5.20 – Evolução dos danos no pilar PO2-N6-R1, vista interior da face Este.	5.20
Figura 5.21 – Comparação dos resultados experimentais do PO2-N6-R1 com PO2-N6....	5.21
Figura 5.22 – Comparação dos resultados experimentais do PO2-N6-R1 com PO2-N5-R2.	5.22
Figura 5.23 – Comparação dos resultados experimentais do PO2-N6 com PO2-N5.....	5.23
Figura 5.24 – Comparação dos resultados experimentais e numéricos do PO2-N6 com os resultados experimentais do PO2-N6-R1	5.24
 ASPECTOS GERAIS SOBRE PONTES.....	 A1.1
Figura A1.1 - Ponte de madeira antiga.....	A1.1
Figura A1.2 - Ponte di Pietra em Verona, Itália.....	A1.2
Figura A1.3- Ponte Romana de Vilar de Formosa.	A1.3
Figura A1.4- Ponte Vecchio sobre o rio Arno, em Florença, Itália (Séc. XIV).	A1.4

Figura A1.5 - Ponte de Rialto, Veneza, século XVI.	A1.4
Figura A1.6 – Tower Bridge, Londres, século XIX.....	A1.5
Figura A1.7 - Ponte da Arrábida, Porto.	A1.6
Figura A1.8- Exemplo de uma ponte em viga simplesmente apoiada, Viaduto das Areias (Marques & Cunha, 1999).....	A1.8
Figura A1.9 - Exemplo de uma ponte em viga gerber: Ponte de Amarante (Marques & Cunha, 1999).....	A1.8
Figura A1.10 - Exemplo de uma ponte em pórtico: Ponte do Freixo (Marques & Cunha, 1999).	A1.8
Figura A1.11 - Exemplo de uma ponte de viga em treliça: Ponte Eiffel.	A1.8
Figura A1.12 - Exemplo de ponte em arco metálico.....	A1.9
Figura A1.13 - Exemplo de ponte em arco de betão armado: Ponte sobre o rio Tua.	A1.9
Figura A1.14 - Exemplo de ponte em arco de alvenaria.	A1.9
Figura A1.15 - Exemplo de ponte suspensa: Ponte 25 de Abril.	A1.9
Figura A1.16 - Exemplo de ponte atirantada: Ponte Vasco da Gama.	A1.9
Figura A1.17 - Componentes de uma obra de arte.....	A1.10
Figura A1.18 - Tipo de tabuleiros.	A1.10
Figura A1.19 - Exemplo de pilar.....	A1.11
Figura A1.20 - Associação de pilares através de uma travessa.....	A1.11
Figura A1.21 - Encontro Aparente (H. Marques & Cunha, 1999).....	A1.12
Figura A1.22 - Encontro perdido (H. Marques & Cunha, 1999).	A1.12
Figura A1.23 - Tipos de aparelho de apoio (Marques & Cunha, 1999).....	A1.13
 SOLUÇÕES DE REFORÇO E INTERVENÇÃO.....	A2.1
Figura A2.1 - Esquema dos grupos de reforço (Bousias, 1989).	A2.2
Figura A2.2 - Dissipador Histerético.	A2.3
Figura A2.3 - Redução da frequência da estrutura através de isolamento base (Bousias, 1989).....	A2.4
Figura A2.4 - Esquema do aparelho FPS (Bousias, 1989).....	A2.4
Figura A2.5 – Aparelho LRB (Mimoso, 2008).....	A2.5
Figura A2.6 - Aparelho HDRB (Mimoso, 2008).	A2.5
Figura A2.7 - Modelo de Funcionamento de um TMD (Nunes, 1999).....	A2.6
Figura A2.8 - Amortecedor de massa sintonizada.	A2.6
Figura A2.9 - Dissipador Viscoso.....	A2.7
Figura A2.10 - Dissipador Histeréticos (Bousias, 1989).	A2.8
Figura A2.11 - Dissipadores visco-elásticos.	A2.8
Figura A2.12 - Método de Encamisamento.	A2.9

Figura A2.13 - Micro estacas.....	A2.11
Figura A2.14 - Método Jet Grouting.....	A2.11

ÍNDICE DE TABELAS

ANÁLISE SÍSMICA.....	3.1
Tabela 3.1 - Classes de Importância das pontes e respectivos valores do factor de importância, γ_I	3.32
Tabela 3.2 – Tipos de terrenos definidos pelo EC8.	3.34
Tabela 3.3 – Valor para o parâmetro $\psi_{E,i}$	3.38
Tabela 3.4 – Valores máximos do coeficiente de comportamento, q	3.40
Tabela 3.5 – Vantagens e limitações da análise pushover (Santos, 2007).	3.44
Tabela 3.6 – Pontos da definição da lei M-C do SAP2000.....	3.54
Tabela 3.7 – Descrição dos modelos.....	3.55
Tabela 3.8 – Resumos dos períodos de modos de vibração nas duas direções.	3.55
 AValiação de Segurança Sismica	 4.1
Tabela 4.1 - Esquema geral dos cinco níveis de avaliação de segurança, adaptado de COST345 (1998).....	4.2
Tabela 4.2 – Valor do índice de fiabilidade requerido para estruturas e pontes (Cruz, et al., 2008).....	4.13
Tabela 4.3 – Probabilidade de ruína do P05 para cada modelo.	4.26
 ENSAIO EXPERIMENTAL	 5.1
Tabela 5.1– Mapa de pilares originais (Delgado 2009)	5.4
Tabela 5.2– Resumo das características dos pilares originais (Delgado 2009).....	5.5
Tabela 5.3– Resumo da capacidade de flexão e de corte (kN) (Delgado 2009)	5.6
Tabela 5.4– Resumo dos resultados obtidos nos ensaios nos pilares originais (Delgado, Arêde et al. 2012).....	5.8

1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Gerais

Os sismos são um dos desastres naturais que mais impacto têm junto da população, devido aos elevados prejuízos humanos e materiais. Outro grande problema dos sismos é a sua imprevisibilidade.

Nas sociedades atuais começa a ser cada vez mais inaceitável a perda de vidas humanas e bens materiais que se tem verificado nos sismos mais recentes. Os últimos sismos que decorreram na China, Japão e Chile foram exemplo disso.

Como os sismos causam prejuízos enormes é necessário dispor de normas, métodos de análise, e disposições construtivas, de forma a melhorar o comportamento das estruturas existentes/novas à ação sísmica.

Os primeiros códigos de construção que surgiram para melhorarem o comportamento sísmico das estruturas, indicavam metodologias simples de análises lineares. Com a evolução dos computadores e dos ensaios laboratoriais passou-se a aplicar metodologias mais complexas, podendo entrar nas análises não lineares da estrutura. Em suma, essa nova filosofia de dimensionamento, pressupõe a consideração do comportamento não linear. No entanto, apesar dos avanços tecnológicos, essas análises não lineares na prática corrente, não passam de análises lineares afetadas por coeficientes de comportamento. Essas simplificações arrecadam resultados pouco precisos e sobredimensionados, logo, é necessário desenvolver métodos mais exatos, no sentido de obter uma maior segurança e uma maior economia nas soluções estruturais, já que este tipo de ação é muito condicionante nas zonas sísmicas.

Parte da população humana reside em zonas sísmicas e Portugal é exemplo disso. Daqui surge a importância de reforçar as obras de engenharia civil, de modo a atenuar os efeitos sísmicos, diminuindo o máximo possível, os prejuízos indicados anteriormente.

Portugal tem um vasto património de estruturas de engenharia civil para reabilitar/reforçar, parte desse património são as pontes e viadutos. Estas são estruturas importantes para o desenvolvimento económico e social do país, uma vez que garantem a ligação rodoviária, pedonal e ferroviária por todo o território. Logo, estão permanentemente a ser solicitadas por sobrecargas que aceleram a degradação de todos os elementos da estrutura.

1.2 Objetivos

O principal objetivo deste trabalho é o estudo das metodologias existentes para a análise sísmica e consequente avaliação da probabilidade de ruína em pontes, com especial atenção para os elementos pilares. A compreensão de todos os fenómenos associados à modelação sísmica será obtida ou por análises numéricas, com o recurso de software, ou por ensaios laboratoriais. Estes últimos consistem na continuação de trabalho, já desenvolvido por Delgado (2009).

Várias soluções de modelação de estruturas são apresentadas, desde as mais simples - bidimensionais, às mais complexas - tridimensionais. Recorreu-se unicamente, às modelações tridimensionais, variando o elemento constituinte do modelo (barra ou casca), de forma a avaliar a eficiência do modelo no comportamento não linear da estrutura. Outra análise importante a realizar é a alteração das condições de apoio da estrutura e perceber como os esforços se distribuíram com essa alteração e que consequências produzem no comportamento não linear da ponte.

Será efetuado um resumo das principais metodologias de análise sísmica, procurando explicar sucintamente cada uma delas e indicar para que situações se podem utilizar, de forma a salvaguardar a segurança estrutural do caso em estudo. De seguida será descrito, sucintamente, em que consiste a análise de segurança sísmica de estruturas, apontando as principais metodologias. Através do método probabilístico através de funções de vulnerabilidade vai ser analisada a evolução da probabilidade de ruína, quando se alteram as condições de apoio da estrutura.

No campo dos ensaios laboratoriais será apresentado o ensaio do pilar PO2-N6-R1, da campanha experimental descrita em Delgado (2009). Os seus resultados serão comparados com os ensaios já realizados. Serão efetuadas análises numéricas, para se perceber o fenómeno que pode estar associado à ruína nesse tipo de elemento.

2

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PONTES**2.1 Introdução**

O planeta terra é constituído por várias camadas, tais como: núcleo interno; núcleo externo; manto; manto superior e, por fim, crosta. Nessas camadas costumam-se desenvolver-se fenómenos de movimentação de placas rochosas, erupções vulcânicas, migração de gases e, também (às vezes devido a ação humana), o desprendimento de camadas rochosas, que originam vibrações bruscas e lentas na superfície da terra designadas por sismo. Pode-se caracterizar três tipos de sismo quanto à sua origem, que são os seguintes:

- Sismos de Colapso. Estes resultam dos colapsos em grutas e cavernas ou separação de massas rochosas em zonas montanhosas;
- Sismo Vulcânicos. Que tem origem nas pressões causadas por um vulcão antes da erupção ou pela movimentação de massas magmáticas;
- Sismo tectónico. Trata-se dos sismos de maior importância e com mais intensidade são dessa origem. Esse tipo de sismo ocorre devido as movimentações das placas tectónicas.

As estruturas de construção civil têm a finalidade de transmitir os esforços para o solo, logo estão diretamente ligadas a ele. Se o sismo é caracterizado por uma vibração brusca do solo vai ser muito prejudicial à estrutura, pois vai impor esforços horizontais com várias intensidades num curto espaço de tempo.

Através da ação sísmica são postas em evidências as deficiências que poderão originar um mau comportamento da estrutura. Pretende-se assim concluir como melhorar no futuro, o comportamento sísmico das estruturas existentes ou novas (Delgado, 2009).

O continente americano e o continente asiático são os que mais sofreram com sismos nas últimas décadas. Nos últimos dois anos ocorreram sismos em Haiti, Chile e Japão, o que permitiram tirar conclusões da importância da aplicação da legislação e metodologias de dimensionamento antissísmico de estruturas para a perseveração de vidas humanas e bens materiais.

Atualmente existem regulamentos que obrigam, na fase do dimensionamento, terem em consideração a ação sísmica. Mas, muitas das análises indicadas nesses regulamentos, são muito simples. Podem levar a estruturas demasiado caras ou, pior cenário, em que o comportamento a ação sísmica não seja o esperado na fase de dimensionamento.

2.2 Principais sismos que surgiram recentemente

Nas últimas décadas aconteceram sismos por todo o planeta, inclusive em locais de grande densidade urbana. Em zonas com índice elevado de estruturas de engenharia civil, designadamente, edifícios, pontes e viadutos. Dentro desse conjunto de sismos, que surgiram nas últimas décadas, selecionou-se os sismos que tinham relatórios sobre o comportamento das estruturas de construção civil à ação sísmica. De acordo com o critério anteriormente referido, selecionou-se os seguintes sismos para objeto de estudo neste capítulo: os sismos Loma Prieta e Northridge, nos Estados Unidos da América; os sismos de Kobe e Tohoku, no Japão; o sismo da Tailândia; o sismo na província Sichuan na China; sismo de Áquila, o sismo do Haiti; o sismo do Chile e, por fim, o sismo na província de Van, na Turquia.

O sismo Loma Prieta, também conhecido pelo Sismo de 89 ou Earthquake World Series (devido ao sismo ter decorrido durante o início de um jogo de basebol), com o epicentro na floresta de Nisene Marks State Park, nas montanhas de Santa Cruz, teve como causa o deslizamento da Falha de San Andreas. Aconteceu no dia 17 de outubro de 1989, por volta das 5:04 p.m., hora local. Este sismo atingiu uma magnitude de $M=7.1$, na escala de Rischter e uma intensidade de Mercalli de IX, com a duração entre 10 a 15 segundos e provocou danos numa área de 96 km². Desses danos destacam-se 62 mortes, 42 devido ao colapso do viaduto de Cypress, 3757 feridos, deixando entre 3.000 a 12.000 pessoas desalojadas (Delgado, 2009).

No dia 17 de janeiro, de 1994, por volta das 04:31 a.m. (hora local) decorreu o sismo Northridge com uma magnitude de Richter de 7.1 e com uma intensidade de IX de Mercalli com uma duração de 10 a 20 segundos. Este sismo ficou conhecido ter tido uma das maiores acelerações do solo até hoje registada: cerca de 16,7 m/s², os seus movimentos foram sentidos em cidades distantes como Las Vegas, cerca de 435 km de distância do epicentro. O epicentro real localizou-se a 1,5 km de distância a sudoeste do centro de Northridge e a 30 km a oeste-noroeste do centro de Los Angeles a uma profundidade de 19 km. Apesar da proximidade da falha de San Andreas, este sismo, teve origem numa outra falha, até a altura desconhecida, designada como falha do empurrão do Pico. Para além do sismo, nos dias seguintes, ficou registado varias réplicas, e três dessas réplicas atingiram a magnitude de 5,0 na escala de Rischter. Esta zona dos Estados Unidos da América é caracterizada por elevado número de autoestradas, logo é uma zona com um vasto património de ‘obras de arte’. Este sismo tornou-se um dos mais caros de sempre em danos para o país, estimando-se cerca de 20 bilhões \$ US, para além das 57 perdas de vida humanas e mais de 8.700 feridos (Oliveira *et al.*, 1995).

A província de Hyogo, no Japão, mais concretamente na parte sul, foi atingida por um sismo de magnitude $M=6,6$ na escala de Richter e com uma intensidade de Mercalli de IX e duração de 20 segundos. Este sismo decorreu no ano de 1995, no dia 17 de janeiro, pelas 05h46 e ficou conhecido pelo sismo de Kobe, por ser a cidade mais afetada, ou Grande Sismo de Hanshin. Este sismo causou inúmeros danos e colapsos nas estruturas de redes rodoviárias. Provocou, ainda, 6.400 fatalidades, 40 mil feridos e 300 mil pessoas ficaram desalojadas. Estima-se que os prejuízos terão sido cerca de 102,5 mil milhões de dólares US (Carvalho, 2009).

Em Taiwan, na zona central, no dia 21 de setembro de 1999, por volta das 01:47 horas local, ocorreu o sismo de Chichi. O epicentro do sismo localizou-se na cidade Chichi a uma profundidade de aproximadamente de 1,1 km e a magnitude foi de $M=7,6$ na escala de Richter. Este sismo foi caracterizado por ter tido muitas réplicas (mais de 9.000) e de ter provocado uma falha à superfície com mais de 60 km de extensão e aberturas a atingir nove metros. A nível de prejuízos humanos esse sismo causou 2.416 mortes e 11.441 feridos graves. Contabilizaram-se prejuízos monetários na ordem dos 9,2 bilhões de US dólares (NISEE, 2006).

Na região montanhosa do ocidental da China, mais concretamente na província de Sichuan por volta das 14:28 hora local, do dia 12 de maio do ano 2008, decorreu um sismo com a magnitude de 7,9 na escala de Richter. Depois, no dia 18 de Maio, do mesmo ano, foi sentida uma réplica por volta das 01:08 horas local. O sismo foi sentido em localidades tão longínquas como Beijing e Xangai e em outros países como Paquistão, Tailândia e Vietname. Determinou-se que a área afetada abrangeu cerca de 440.000 km², provocando uma falha com comprimento de aproximadamente de 240 km. Estima-se que mais de 85.000 pessoas terão perdido a vida e 350.000 tenham ficado feridas (Delgado, 2009).

O sismo de Áquila, de 2009, foi um sismo de 6,7 de magnitude na escala de Richter que ocorreu em abril, na zona central da península Itálica. O epicentro foi sob a cidade de Áquila, região de Abruzzos. Em Roma, a sua magnitude foi de 4,6 graus Richter. O sismo deixou pelo menos 291 mortos, cerca de 1.000 feridos, 15 desaparecidos e afetou muitos edifícios na cidade de Áquila (Kazuhiko, *et al*, 2009).

A 12 de janeiro de 2010, por volta das 16:53 hora local, ocorreu o sismo do Haiti. O epicentro localizou-se na parte oriental da península Tiburon, a cerca de 25 km a Sudeste de Port-au-Prince (capital do Haiti), à profundidade de 10 km. Este sismo foi provocado pela roturada falha de Enriquillo-Plantain Garden. Teve uma magnitude de 7,0 na escala de Richter e, mais tarde, registou pelo menos 33 réplicas, das quais 14 tiveram magnitudes entre os 5,0 e 5,9 escala de Richter. Estima-se que mais de três milhões de pessoas foram afetadas e que entre 100.000 a 200.000 perderam sua vida (Eberhard, *et al.*, 2010).

O sismo do Chile, que ocorreu no dia 27 de fevereiro de 2010, na capital Santiago, por volta das 3:34 locais, ocorreu durante cerca três minutos, com uma magnitude de 8,8 na escala de Richter e uma intensidade de VII na escala de Mercalli. O sismo foi sentido em muitas cidades argentinas, incluindo Buenos Aires, Córdoba, Mendoza e La Rioja. O epicentro localizou-se no mar da região de Maule, aproximadamente oito km a oeste de Curanipe e 115 km norte-nordeste de Concepción, segunda maior cidade do Chile. Devido a essa localização do epicentro, este sismo lançou o alerta de *tsunami* em cerca de 23 países. Sismologistas estimam que este sismo provocou um deslocamento do eixo do planeta em oito centímetros encurtando a duração de um dia (em 1,26 microssegundos). Fontes do governo do Chile confirmaram que 723 pessoas perderam a vida e que o prejuízo pode ultrapassar os 15 bilhões de US dólares (Yashinsky, *et al.*, 2010).

A 130 km da costa leste da península de Oshika, no Japão, registou-se o epicentro do sismo Tohoku a uma profundidade de 24,4 km. O sismo decorreu no dia 11 de março, de 2011, e teve uma magnitude de 8,9 na escala de Richter, provocando alertas de tsunamis em 20 países. Este sismo ficou marcado pela criação de um tsunami com ondas de mais de 10 metros de altura. Estima-se que 13.000 pessoas tivessem perdido a vida e cerca de 16.000 ficaram desaparecidos devido ao sismo e tsunami (Kawata, *et al.*, 2011).

No dia 23 de outubro, decorreu às 10:41 horas locais, o sismo de Van, na Turquia. O epicentro do sismo, de magnitude 7,3 de na escala de Richter e de intensidade X na escala de Mercalli, localizou-se a 19 km da província de Van, a uma profundidade de 7,2 km. Estima-se que 523 pessoas perderam a vida e 1.650 ficaram feridas (Cetin, *et al.*, 2011).

2.3 Comportamento das pontes aos sismos recentes

Na ocorrência de sismos, ‘as obras de arte’ são estruturas muito vulneráveis a esse fenómeno, devido à sua ligação ao solo. Esses tipos de estruturas ficam com danos, muitas vezes irreversíveis, ou chegam até a entrar em colapso devido à ação sísmica, provocando prejuízos económicos avultados.

Os procedimentos de diagnóstico e reforço sísmico de pontes são complexos e heterogêneos e as intervenções são sempre obras com um custo elevado. Para melhorar, o desempenho, desses estudos e soluções, deve-se fazer uma análise aprofundada de todas as ‘obras de arte’ que estiveram sujeitas a uma ação sísmica, localizar as zonas com mais danos, dado que serão essas que irão mobilizar mais esforços, logo são as zonas suscetíveis à execução de reforço sísmico. Também é nessas zonas que se irão desenvolver os principais fenómenos de não linearidade do comportamento da estrutura, por isso, é necessário compreender esse tipo de comportamento para aperfeiçoar os modelos numéricos que se irão desenvolver para o dimensionamento do reforço (Delgado, 2009).

2.3.1 – Sismo de Loma Prieta, 1989

Na *route 1*, em Watsonville, a ponte Struve Slough, figura 2.1 e 2.2, entrou em rotura uma vez que os pilares perfuraram o tabuleiro, entrando em colapso. Posteriormente, os próprios pilares também entraram em rotura. As ligações entre elementos numa ‘obra de arte’ são uma das zonas onde se concentram mais esforços e logo são mais suscetíveis à rotura. Mas neste caso, o colapso deu-se pelo fenómeno de punçoamento. Aqui sucedeu-se uma falta de cuidado em dispor armadura suficiente para que a ligação entre o pilar a viga tivesse resistência suficiente, para não quebrar a ligação, evitando que o pilar entrasse em contacto diretamente com o tabuleiro e não ocorrer-se o fenómeno de punçoamento.



Figura 2.1 - Vista parcial ponte Struve Slough.



Figura 2.2 - Vista total da ponte Struve Slough.

Uns dos acidentes, em ‘obras de arte’, que mais se destacou nesse sismo foi o colapso do viaduto Cypress, que vitimou 42 pessoas. O colapso dessa obra de arte deveu-se à rotura de ligação entre os pilares e as vigas dos tabuleiros. Mais uma vez, a causa que originou o colapso foi as ligações entre elementos, elemento mais conhecido por nós de ligação, que são os locais das ‘obras de arte’ onde mais se concentram esforços, quando a estrutura está sobre uma ação horizontal cíclica. Estas zonas de ligações entre elementos podem chegar a concentrar mais esforços do que nos próprios elementos (vigas e pilares). Neste caso, a rotura dos nós de ligação, ocorreu devido à falta de armadura ou falha na disposição da mesma para resistir ao esforço transversal, como se pode observar na figura 2.3 e 2.4 (Delgado, 2009).



Figura 2.3 - Arrancamento da armadura.



Figura 2.4 - Colapso do viaduto Cypress.

Uma das falhas mais comuns observadas em obras de arte foi a insuficiente resistência à flexão de pilares. Estas falhas devem-se a uma má execução ou um insuficiente comprimento de amarração entre varões.

2.3.2 – Sismo de Northridge, 1994

A atividade sísmica já era conhecida no estado da Califórnia e o comportamento que as estruturas tinham a esse fenómeno também já era analisado. Já havia regulamentação incorporada nos projetos estruturais e alguns pormenores construtivos para melhorar o comportamento da ação sísmica. Mas com a observação dos danos que este sismo provocou conclui-se que as especificações estruturais indicadas nos regulamentos não estavam a funcionar como se previa, daí esses regulamentos serem revistos.

Um dos grandes problemas que a acção sísmica provoca nas obras de arte é o aumento dos deslocamentos dos elementos da estrutura. Esse problema foi observado no nó de ligação da Intersatate 5 com a Califórnia State Route 5, na Interstate 10 e *route* Califórnia 118, onde ocorreram vários colapsos de tabuleiros de ‘obras de arte’ devido ao insuficiente comprimento de apoio nas juntas de ligação, como se observa nas seguintes figuras 2.5 e 2.6 (Oliveira, et al., 1995).

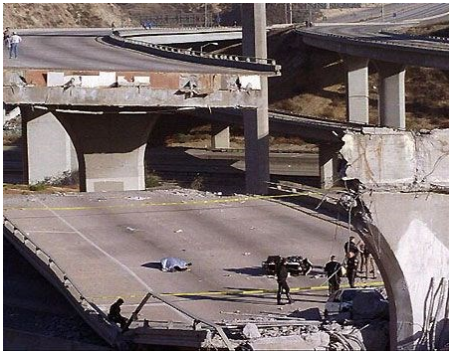


Figura 2.5 - Queda de tabuleiro vista de cima.



Figura 2.6 - Queda de tabuleiro vista de baixo.

Do mesmo modo, como já foi indicado no sismo Loma Prieta, neste sismo houve colapsos de tabuleiros derivado ao fenómeno de punçoamento como se pode observar na figura 2.7 e 2.8.



Figura 2.7 - Pilar do viaduto após queda do tabuleiro (Delgado, 2009).



Figura 2.8 - Queda de tabuleiro devido ao punçoamento (Delgado, 2009).

O pilar, quando sujeito à ação sísmica, junto à fundação, ocorre a formação de uma rótula plástica. Esse local é caracterizado por concentrar esforços elevados, como nas ligações entre elementos anteriormente referidos. Em pilares de algumas obras de arte observaram-se a insuficiência de ductilidade à flexão nas zonas das rótulas plásticas, figura 2.9, que conduz a um insuficiente confinamento do betão cinto, provocando a rotura do betão por esmagamento e, posteriormente, encurvadura dos varões longitudinais (Delgado, 2009).



Figura 2.9 - Ductilidade insuficiente em mecanismo de flexão (Oliveira, et al., 1995).

Uma das grandes conclusões que se tiraram na observação dos pilares que ficaram danificados por este sismo, foi o mau comportamento que o elemento tem quando a solução para resistir ao esforço transversal são cintas helicoidais. Sob a ação sísmica essas cintas desprendem e o betão entra em rotura porque deixa de estar confinado, como se observa na figura 2.10.



Figura 2.10 - Escorregamento das cintas (Oliveira, et al., 1995).

Para economizar no custo da obra arte, muitos pilares têm variação de secção ao longo do seu desenvolvimento. Quando estes estão sujeitos à ação sísmica, nas zonas abaixo da secção alargada, existe um aumento de esforços combinados entre esforço axial e esforço de flexão, que causam danos no pilar e deixam esse elemento sem solução para recuperação, figura 2.11.



Figura 2.11 - Rotura por esforço transversal (Oliveira, et al., 1995).

Ainda neste sismo, ocorreram colapsos de obras de arte, devido à má execução do nó de ligação, figura 2.12, entre pilares e vigas, como já foi referido anteriormente.



Figura 2.12 - Danos num nó (Oliveira, et al., 1995).

2.3.3 – Sismo de Kobe, 1995

Com a ocorrência deste sismo foi possível observar um conjunto de obras de arte que foram concebidas por regulamentos diferentes. A diferença entre os regulamentos é a consideração ou não de normas para o comportamento cíclico de secções em betão armado (Carvalho, 2009).

Na Hanshin Expressway, uma auto-estrada da linha rodoviária de Kobe, figuras 2.13 e 2.14, detém várias obras de arte de betão armado, que foram dimensionadas com regulamentos antigos. Nessas pontes registaram-se imensos danos em pilar devido à má execução das emendas dos varões longitudinais, como já foi referido no sismo anterior. Também alguns desses pilares acusaram danos no local das rótulas plásticas, como já foi anteriormente descrito.



Figura 2.13 - Pilar de um viaduto danificado.



Figura 2.14 - Rutptura do pilar na zona da rótula plástica.

Outro dos problemas detetados nos pilares, que levou algumas vezes ao colapso da estrutura, foi a dispensa prematura de armadura longitudinal. Esse problema foi detetado no colapso do viaduto Hanshin, como indica a figura 2.15 e 2.16 (Delgado, 2009). Na proximidade desse viaduto existem outras obras de arte, mas que foram dimensionadas tendo em conta o comportamento cíclico das secções em betão armado, que obtiveram um bom comportamento ao sismo em estudo.



Figura 2.15 - Colapso do viaduto de Hanshin.



Figura 2.16 - Rutura do pilar na zona da rótula plástica (EASY, 1997).

Um dos grandes problemas que a ação sísmica provoca é a liquefação dos solos, sobretudo em solos moles ou solos arenosos. Este fenómeno traduz-se numa redução da rigidez e da resistência, devido à geração de pressões intersticiais durante a ocorrência de um sismo. Este fenómeno pode dar origem a deformações permanentes nos solos que podem conduzir a situações em que a tensão efetiva seja quase nula. A liquefação pode provocar deslocamentos excessivos nas obras de arte, como aconteceu na Ponte Nishinomiya, que na ocorrência do sismo um tabuleiro entrou em colapso devido ao deslocamento do muro cais, em cerca de 2 m na direção normal do rio, figura 2.17 (Hamada & Wakamatsu, 1999).

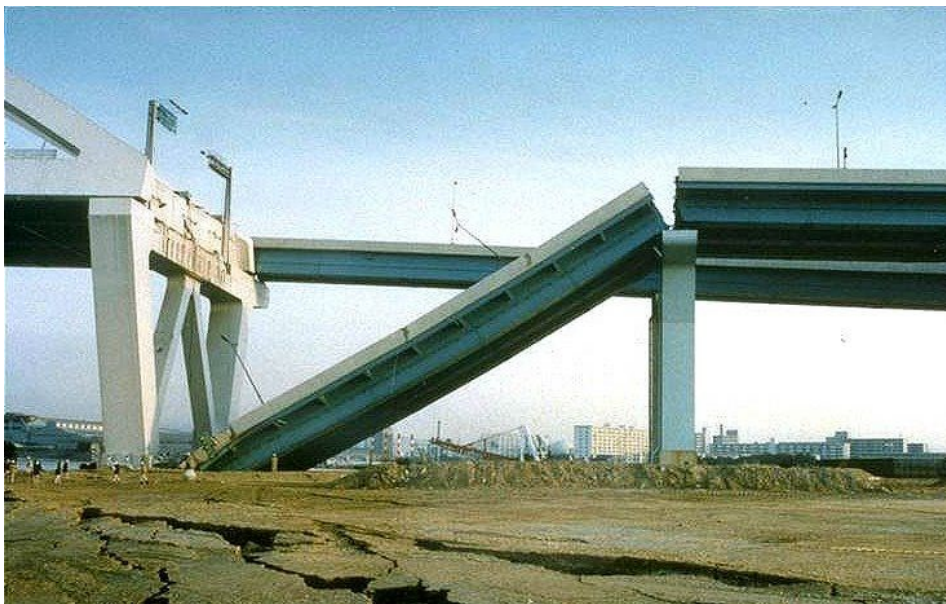


Figura 2.17 - Queda de parte do tabuleiro.

Outro problema encontrado nas ‘obras de arte’, quando ocorreu o sismo de Kobe, foi o insuficiente comprimento das zonas de apoio e das juntas de dilatação, problema já referido no sismo de Northridge. É de frisar o bom comportamento que os aparelhos de apoio em neoprene obtiveram à atuação do sismo, instalados em algumas obras de arte.

2.3.4 – Sismo de Taiwan, 1999

O sismo na Tailândia provocou uma grande falha. Cerca de 20 pontes, do tipo viga, se localizavam nessa falha e ficaram severamente danificadas devido ao sismo. Para o dimensionamento dessas pontes foram utilizados os regulamentos antigos da construção daquele país, logo, esses regulamentos, não tinham em conta muitas especificações da ação sísmica (NISEE, 2006).

Uma ponte construída no ano de 1980, que foi alvo de reabilitação nos pilares pela técnica de encamisamento para proteção dos danos do impacto do rio, entrou em colapso por excessivos deslocamentos do encontro a norte (lado direito figura 2.18), que levou o pilar a norte a entrar em colapso, devido ao corte longitudinal. Os restantes pilares tiveram movimentos transversais de corte, que com ambos os danos levassem as vigas de apoio a entrar em colapso também.



Figura 2.18 - Derrocada de uma ponte perto de Doulan (NISEE 2006).

Muitas das pontes entraram em colapso em consequência dos fortes deslocamentos que o sismo provocou nas estruturas, figura 2.19, logo, comprimento de apoio do tabuleiro foi insuficiente, como já foi observado nos sismos anteriores.



Figura 2.19 - Colapso de uma parte do tabuleiro.

O aparecimento da falha do sismo debaixo de algumas obras de arte levou ao aumento significativo dos esforços de corte nos pilares e, por consequência, o aumento de deslocamento dos elementos que compõem as obras de arte. Nas figuras 2.20 e 2.21 podem-se observar a incapacidade da armadura do pilar, de resistir aos esforços de corte, provocando o colapso de uma parte do tabuleiro.



Figura 2.20 - Dano nos pilares devido ao esforço de corte.



Figura 2.21 - Queda de parte do tabuleiro (NISEE 2006).

A maior ponte suspensa por cabos daquela zona, situada perto de Mingjian, que se encontrava em fase de conclusão, ficou afetada pelo sismo. Dos vários danos destacam-se: o desalinhamento horizontal da superestrutura e a insuficiente capacidade de confinamento do betão por parte das armaduras no pilar, figura 2.22.



Figura 2.22 - Pilar da ponte Mingjian danificado.

2.3.5 – Sismo de Wenchuan, 2008

De acordo com um relatório elaborado pelo Ministério da Comunicações Chinês, entre outras identidades, o número de pontes danificadas ou que entraram em colapso foi muito alto (14%) e que as pontes que conseguiram resistir ao sismo com poucos danos foi cerca (40%), um número muito baixo. Para além das imensas perdas económicas, a perda de capacidade da ponte é muita dramática nos pós-sismos porque são infraestruturas importantes para as equipas de socorro e para o transporte de ajuda humanitária (Delgado, 2009).

A figura 2.23 demonstra o colapso total do tabuleiro da ponte, originado por deslocamentos excessivos, impostos pela falha que o sismo causou. Como se pode observar maior parte dos pilares e respectivas travessas, conseguiram resistir ao sismo.



Figura 2.23 - Queda do tabuleiro de uma ponte.

Os deslocamentos excessivos impostos e o insuficiente comprimento de ligação do tabuleiro ao encontro leva a que o próprio tabuleiro entre em colapso, por aumento do vão entre o encontro e a travessa, como se observa na figura 2.24 e 2.25.



Figura 2.24 - Rotura de tabuleiro, vista longitudinal.



Figura 2.25 - Rotura de tabuleiro, vista transversal.

A figura 2.26 indica o colapso total de uma ponte, situada muito perto do epicentro do sismo. Neste caso os pilares da ponte entram em colapso levando à queda total do tabuleiro.



Figura 2.26 - Colapso total da ponte de Gaoyuan (Clough & Penzien, 1982).

2.3.6 - Sismo de Áquila, 2009

O sismo de Áquila provocou inúmeros danos em estruturas de edificação, sobretudo nas estruturas executadas antes do advento do betão. Nas obras de arte os danos foram mínimos, uma vez que a zona afetada não detinha um património elevado desse tipo de estruturas e também por causa dos bons regulamentos italianos e europeus que salvaguardam os detalhes construtivos para melhorarem o comportamento à ação sísmica.

Com 37 metros de desenvolvimento o viaduto que faz parte da A24, em que o tabuleiro é apoiado por rolamentos de aço fixos e móveis ou rolamentos elastoméricos, figura 2.27 e 2.28. Neste viaduto foram observados deslocamentos transversais e longitudinais na ordem dos 200 mm. Estes deslocamentos foram desenvolvidos por insuficiência dos rolamentos, mais concretamente, a deformação residual dos rolamentos elastoméricos. Contudo, a obra de arte esteve fechada cerca de uma semana para inspeções e reabilitação e posteriormente abriu ao público (Kazuhiko et al., 2009).



Figura 2.27 - Pilares do viaduto da A24 (Kazuhiko, et al., 2009).



Figura 2.28 - Apoio do viaduto da A24 (Kazuhiko, et al., 2009).

Com 35 m de comprimento e 5 m de largura e com três vãos, a ponte de betão armado perto da saída da SR261, no Rio Aterno, no sentido da cidade Fossa, entrou em colapso como se apresenta nas figuras 3.29 e 3.30. Os quatro pilares de betão armado deslocaram-se lateralmente e posteriormente deu-se o fenómeno de punçoamento. As armaduras dos pilares já se encontravam à vista antes da ocorrência do sismo e com o acontecimento deste tipo agravaram os danos e levaram os pilares a entrarem em colapso. Também pelo fato da a armadura se encontrar a vista esta foi perdendo resistência ao longo do tempo.



Figura 2.29 - Colapso da ponte devido a punçoamento, vista longitudinal (Kazuhiko, et al., 2009).



Figura 2.30 - Colapso da ponte devido ao punçoamento, vista transversal (Kazuhiko, et al., 2009).

2.3.7 - Sismo de Haiti, 2010

O Haiti é um dos países mais pobres da América Central. Por isso, não detém um grande património de ‘obras de arte’, como os países que já foram referidos. Maior parte das pontes são uma simples laje em betão, com vão pequenos e, muitas vezes, sem pilares, como indica a figura 3.21.



Figura 2.31 - Tipo mais comum de ponte no Haiti (Eberhard, et al., 2010).

Na zona de Carrefour de Port *au* Prince existe uma ponte que dá continuidade à estrada nacional número dois, que apresenta danos devido ao excesso de esforço de corte. Este dano deveu-se à falta de armadura para conseguir resistir ao esforço transversal provocado pelo corte.



Figura 2.32 - Dano numa ponte devido ao esforço de corte (Eberhard, et al., 2010).

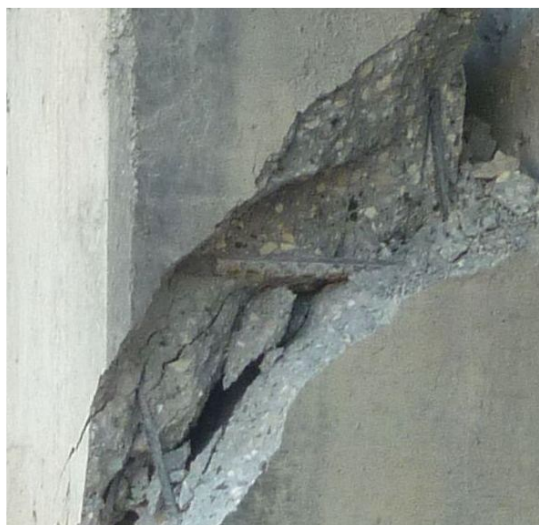


Figura 2.33 - Ampliação da fenda (Eberhard, et al., 2010).

2.3.8 - Sismo de Chile, 2010

Como já foi indicado anteriormente, o sismo do Chile foi de uma magnitude enorme e resultou no colapso de muitas obras de arte. Mas para além da intensidade do sismo, também os detalhes construtivos do dimensionamento e posterior construção não ajudaram muito na resistência a este sismo, que decorreu no ano de 2010.

A ação sísmica provocou no viaduto indicado nas figuras 2.34, 2.35 e 2.36, a quebra de ligação entre o tabuleiro e o encontro, e posterior deslocamento transversal. Logo a ação sísmica foi provocando rotações em torno de um eixo vertical, no centro de rigidez da obra de arte e, como a ligação entre o tabuleiro e o encontro não dispunham de armadura suficiente para resistirem a esses esforços laterais, deu-se a quebra da ligação (Yashinsky, et al., 2010).



Figura 2.34 - Encontro do viaduto (Yashinsky, et al., 2010).



Figura 2.35 - Deslocamento transversal do viaduto (Yashinsky, et al., 2010).

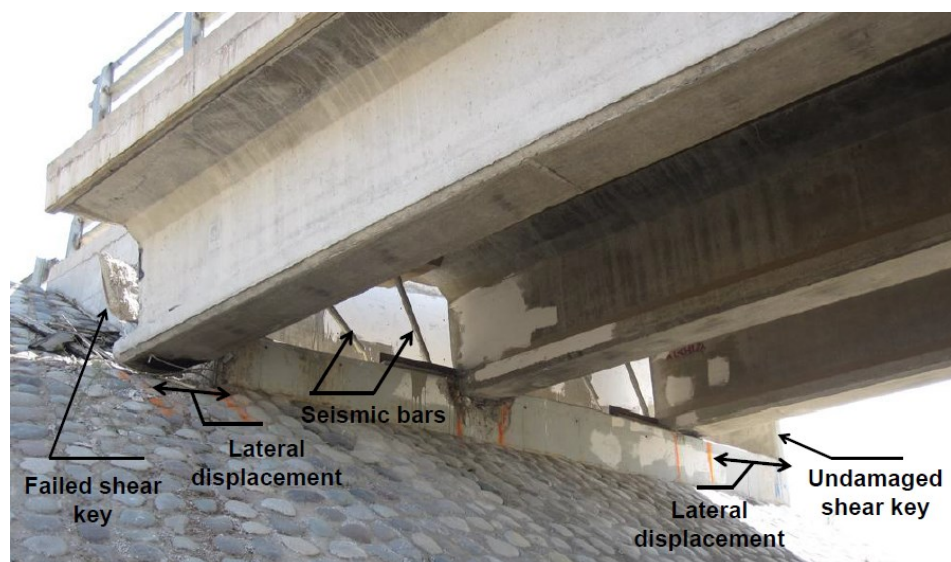


Figura 2.36 - Vista inferior da entrega do tabuleiro ao apoio (Yashinsky, et al., 2010).

Sobre o rio Bio-Bio, figura 2.37, uma fração de uma ponte entrou em colapso em ‘forma de dominó’. Esta ponte é do tipo porticada de viga simples, logo o seu esquema estrutural é propício a esse tipo de colapso. A razão dessa queda foi a liquefação no solo fundação, provocada pelo sismo que levou a que as sapatas tivessem deslocamentos excessivos.

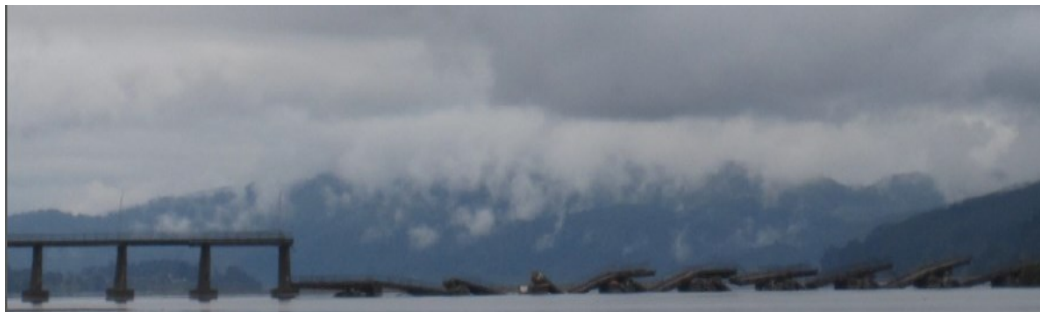


Figura 2.37 - Colapso de tabuleiro e pilares sobre o Rio Bio-Bio (Yashinsky, et al., 2010).

A ponte de Tubul também teve um colapso parecido com o indicado anteriormente. Este colapso teve origem nos deslocamentos excessivos que os pilares tiveram devido à falta de resistência à flexão zona da rótula plástica, como indica a figura 3.38.



Figura 2.38 - Pilar danificado da ponte Tubul (Yashinsky, et al., 2010).



Figura 2.39 - Colapso do tabuleiro da ponte Tubul (Yashinsky, et al., 2010).

Sobre o rio Bio-Bio, a norte de Juan Pablo II, um pilar de uma ponte entrou em rotura devido ao excesso de esforço de corte provocado pelo sismo. Essa rotura aconteceu na zona da rótula plástica, já abordado anteriormente, figura 2.40.



Figura 2.40 - Dano de pilar devido a esforço de corte (Yashinsky, et al., 2010).

2.3.9 - Sismo de Tohoku, 2011

O sismo de Tohoku no Japão, como já foi referido, provocou inúmeros prejuízos, não devido ao sismo em si, mas sim, ao *tsunami* provocado pelo mesmo. Ao nível de obras de arte, muitas foram afetadas devido ao *tsunami*, mas algumas que ficaram longe da ação deste fenómeno, ficaram com pequenos danos devido ao sismo. No geral, as pontes tiveram um bom comportamento ao sismo, dado que não há registos de colapsos de pontes.

Na ponte Fuji os rolamentos dos aparelhos de apoio, figura 2.41, foram quebrados pela ação sísmica. Este dano foi verificado em mais pontes pelo país. Num dos pilares dessa ponte houve falha no confinamento do betão, na parte inferior do elemento, na zona da rótula plástica, figura 2.42.



Figura 2.41 - Falha no aparelho de apoio (Kawata, et al., 2011).



Figura 2.42 - Destacamento do betão na zona da rótula plástica (Kawata, et al., 2011).

No viaduto de Tohoku Shinkansen foi observado o destacamento do betão na parte superior dos pilares. Este destacamento podia ter acontecido por o recobrimento mínimo não ser suficiente ou a armadura transversal colocada não ser suficiente para permitir o confinamento do betão naquela zona, figura 2.43.



Figura 2.43 - Viaduto de Tohoku Shinkanse (Kawata, et al., 2011).

2.3.10 - Sismo de Van, 2011

O sismo de Van na Turquia afetou uma zona onde a existência de obras de arte é escassa. Mas contudo, de acordo com Cetin *et al*, a ponte de Orene sofreu alguns danos. Como se pode visualizar na figura 2.44, um conjunto de pilares unidos por uma travessa, sofrem grandes deslocamentos horizontais. Estes deslocamentos tiveram como causa a liquefação do solo, que estima-se ser arenoso por ser um leito de um rio.



Figura 2.44 - Ponte de Orene (Cetin, et al., 2011).

2.4 Danos em pontes devido a acção sísmica

Depois de se ter feito uma abordagem ao comportamento das obras de arte aos sismos recentes, vai-se resumir o tipo de danos que aconteceu nas ‘obras de arte’ devido a essa acção, e organizá-los de acordo com a localização na respetiva obra de arte.

Feita uma análise superficial aos danos que a obra de arte sofre quando é solicitada pela acção sísmica, chega-se à conclusão que se pode avaliar esses danos em dois grandes grupos: danos devido às fundações e danos devido a problemas estruturais.

2.4.1 - Danos em fundações

- Liquefação dos solos

No decorrer da análise dos sismos recentes, este foi um dos danos mais ocorrentes em obras de arte. A ponte, uma obra de arte que permite fazer ligação entre margens de um curso de água, está assente em solos arenosos, logo, solos mais propícios para acontecer esse fenómeno, como mostra a figura 60. Com ocorrência do sismo, o estrato de solo vai estar sujeito a carregamentos cíclicos de curta duração, daí que vai aumentar a pressão da água nos poros do solo, fazendo com que as tensões efetivas sejam anuladas e, mais tarde o solo perde resistência ao corte.

- Deslizamento de solos

Os encontros das pontes estão ligados a taludes ou muros cais. Com a ocorrência de um sismo, esses extratos de solos têm a tendência de se deslocarem, tirando estabilidade ao encontro e, posteriormente, a ponte entra em colapso, figura 2.45.



Figura 2.45 - Colapso de um encontro devido ao deslizamento dos solos (Duarte, et al., 1990).

- Falhas Geológicas

Quando se projeta uma “obra de arte”, perto ou em cima de falhas geológicas, deve-se ter em especial atenção aos deslocamentos longitudinais e verticais que pode estar sujeita na ocorrência de um sismo, figura 2.46 (CEB, 1996).

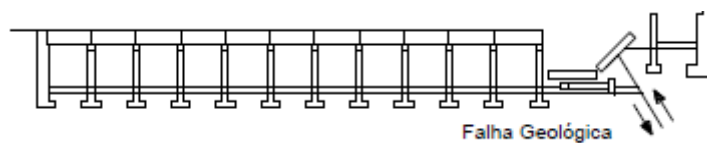


Figura 2.46 - Esquema sobre o colapso de uma ponte devido a falha geológica (CEB, 1996).

2.4.2 - Danos devido a problemas estruturais

- Rotura nas fundações

A rotura nas fundações pode-se caraterizar em dois tipos: rotura de estacas ou de sapatas.

A rotura de estacas, figura 2.47, numa ‘obra de arte’, pode surgir por causa do excesso de esforços de flexão ou corte, mas também pode acontecer a rotura por derrubamento ou arrancamento da estaca-macício. Muitas vezes, as estacas perfuram vários extratos de vários tipos de solo, o que leva à criação de várias zonas de transmissão de esforços (Bousias, 1989).



Figura 2.47 - Rotura de uma estaca.

A rotura nas sapatas é pouco provável de acontecer, figura 2.48. Antes desse elemento atingir o máximo de capacidade de carga, já outros elementos entraram em rotura, como por exemplo, os pilares e as vigas. As situações que costumam ocorrer são, a transmissão de fendas do elemento pilar para a sapata, devido ao deficiente espaçamento entre armaduras, que resistem ao esforço transversal. (CEB, 1991)



Figura 2.48 - Fissura de uma sapata.

- Rotura dos pilares

Este tipo de rotura é uma das mais ocorrentes em obras de arte quando sujeitas a ação sísmica. Isto deve-se a uma série de anomalias cometidas no processo construtivo e a uma filosofia de dimensionamento somente em patamar elástico (até aos anos 70 não se considerava o aparecimento de rotulas plásticas). Em suma, a rotura dos pilares pode acontecer devido ao excesso de esforço de flexão, corte ou a combinação de ambos. Ao longo do estudo do comportamento das obras de arte ao sismo, já se abordou todas essas roturas e os problemas da formação das rótulas plásticas.

- Rotura da travessa dos pilares

A rotura desse elemento pode acontecer devido ao mau dimensionamento de resistência ao corte, execução das ligações ou dispensa prematura da armadura. Como consequência, como já foi visto no sismo Loma Prieta, a rotura desse elemento pode provocar o fenómeno de punçoamento.

- Rotura ao nível dos encontros

Como já foi referido, a ação sísmica é uma força horizontal cíclica aplicada na base da estrutura. Logo, o tabuleiro da ponte vai transmitir esse esforço para o apoio e, por consequência, vai aumentar os impulsos passivos nessa zona. Como o apoio encontra-se fixo pelo tabuleiro na sua zona superior e, como a zona inferior tem menos rigidez, o apoio vai ficar suscetível à rotação e posterior rotura na zona inferior, figura 2.49.

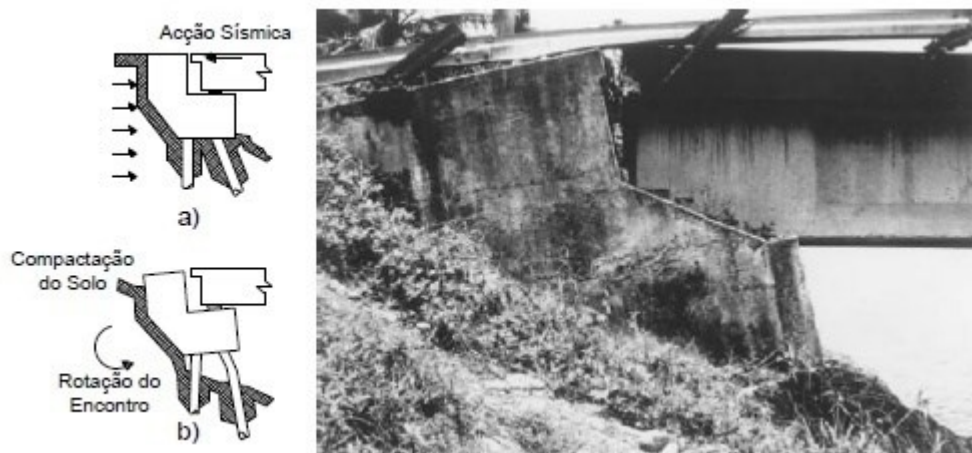


Figura 2.49 - Rotura de apoio (CEB, 1991).

- Rotura ao nível das ligações entre elementos

A rotura entre pilar/travessa ou capitel e tabuleiro/pilar tem sido o dano mais catastrófico observado após o sismo, porque leva muitas das vezes ao colapso da estrutura. Estas zonas, durante a ocorrência de um sismo podem concentrar esforços elevados, muita das vezes superiores aos esforços presentes nos elementos, como ocorreu no sismo Loma Prieta. A origem dessa rotura está na má filosofia de dimensionamento e também ao mau detalhe construtivo das armaduras naquela zona (CEB, 1991).

- Rotura ao nível dos aparelhos de apoios

A rotura neste elemento deve-se ao mau dimensionamento na quantificação dos deslocamentos que aquele elemento vai sofrer durante a ação sísmica. Normalmente, a rotura deste elemento não põe em risco a estrutura, mas esta deixa de poder exercer as suas funções, até que seja feita uma reparação, como aconteceu no sismo de Tohoku.

- Rotura do tabuleiro

Em relação à componente horizontal do sismo, o tabuleiro é um elemento que tem uma rigidez elevada, por isso, não é normal que este entre em rotura devido a essa ação. Contudo, com o decorrer do sismo, pode impor rotações no tabuleiro sob um eixo vertical de maior inércia, levando, este, a ter deslocamentos excessivos e posteriormente entrar em colapso. Este fenómeno de rotação foi observado no sismo do Chile.

3

ANÁLISE SÍSMICA

3.1 Introdução

No capítulo dois foram analisados os danos que a ação sísmica provoca nas “obras de arte” em betão armado e constatou-se que muitas dessas estruturas apresentaram um elevado grau de danos, chegando a demonstrar níveis de segurança muitos baixos, entrando algumas em risco de colapso. Esses comportamentos ocorrem em “obras de arte” dimensionadas com regulamentos antigos, que dispunham análises lineares e uma escassez de pormenores construtivos para uma melhor dissipação dos esforços.

Para que a ponte ou “obra de arte” obtenha uma excelente resposta à ação sísmica (evitando cenários indicados no capítulo dois) é necessário que essa seja dimensionada (em projeto inicial ou reforço), tendo em conta esse fenómeno. Antes de se proceder ao dimensionamento, é necessário determinar todos os esforços que estão a atuar e observar a sua distribuição na estrutura. Logo, é necessário proceder a uma análise da estrutura, de modo a caracterizar todos os esforços para que o dimensionamento seja adequado garantindo a segurança estrutural da estrutura, evitando o sobredimensionamento ou subdimensionamento.

Neste capítulo, onde se irá estudar a análise sísmica de pontes, primeiramente irá ser abordado o tema tendo em consideração toda a estrutura, definindo métodos para obter a resposta estrutural de pontes. Posteriormente será analisado o comportamento dos materiais constituintes do betão armado, a carregamentos monotónicos e cíclicos, para que no fim seja definido modelos de avaliação da capacidade resistente dos elementos das pontes. Depois, vai abordar-se a legislação europeia, Eurocódigo 8, e indicar quais são os métodos que aí se indicam para se proceder à análise sísmica. Por fim, serão aplicados alguns dos princípios abordados neste capítulo a um caso de estudo.

As pontes e “obras de arte” são estruturas que do ponto de vista do comportamento sísmico podem ser abordadas com modelações estruturais relativamente simples, embora estejam também sujeitas a esforços elevados. Na modelação do comportamento sísmico nas várias direções de análise, as mais recentes normas recomendam que para o betão armado sejam adotadas modelações estruturais que permitam simular o comportamento não-linear. Na escolha do modelo e metodologia a usar para a análise desse tipo de estruturas, deve-se ter em consideração a complexidade da estrutura, de forma a se obter os resultados mais aproximados possíveis da realidade e com reduzido tempo de cálculo, tendo em conta que em muitos casos é necessário executar um grande número análises sísmicas.

Nesta dissertação vai-se estudar unicamente as pontes em betão armado, analisando os danos que as cargas cíclicas e alternadas poderão originar nos elementos dessas estruturas. Para se proceder a uma correta caracterização do comportamento das secções de betão armado ao tipo de ação já referida necessita-se, primeiramente, estabelecer as principais leis de comportamento, isoladamente, do betão e do aço, tendo em consideração no betão a influência do confinamento.

O grande desafio da modelação de elementos de betão armado é conseguir descrever o seu comportamento não-linear. Existem leis que conseguem, ao pormenor, descrever esse comportamento mas engloba grandes tempos de cálculo. No presente trabalho será abordado as modelações simples mas com resultados suficientemente rigorosos para se proceder a avaliação de segurança.

Para além de abordar as análises indicadas no parágrafo anterior, será efetuado um resumo sobre a metodologia indicada nas normas europeias, para a execução de análises sísmicas em pontes. Na década de 70 a Comissão das Comunidades Europeias lançou a ideia de criar um conjunto de regras técnicas para a execução de projetos de estruturas de edifícios e de outros tipos de obras de construção civil. As publicações desses Eurocódigos Estruturais terminaram em maio de 2007 mas, ao longo dos anos seguintes, tem saído atualizações. Em Portugal, o Instituto Português da Qualidade, em colaboração com o Laboratório Nacional de Engenharia Civil, tem transcrito essas normas e acrescentando os devidos anexos nacionais para que o dimensionamento realizado por esses códigos seja mais apropriado para o território nacional. No que diz respeito à análise sísmica, foi publicado o Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos, que contém 6 partes. Para o desenvolvimento deste trabalho será analisado unicamente a Parte 1 – Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios e a Parte 2 – Disposições Específicas Relativas a Pontes.

3.2 Modelação Estrutural de Pontes

Como já foi referido, neste trabalho só se irão abordar as pontes em viga executadas em betão armado. Para se obter uma resposta estrutural, devido a ações horizontais provenientes da ação sísmica, é necessário construir modelos que envolvam todos os elementos estruturais constituintes das pontes (referidos no anexo 1 deste trabalho).

Um dos grandes desafios existentes na modelação estrutural é a avaliação da resposta estrutural na direção perpendicular ao tabuleiro. Na direção longitudinal do tabuleiro a ponte pode ser resumida a um modelo de plano simples, em que os deslocamentos no topo dos pilares são iguais devido a se considerar que o tabuleiro da ponte é indeformável ao longo do seu eixo. Mas, na direção perpendicular ao tabuleiro, o seu comportamento é essencialmente tridimensional. Para efetuar a avaliação desse comportamento tridimensional usam-se ferramentas que englobam cálculos com um grande número de graus de liberdade, o que pode levar à instabilidade do modelo ou a elevados tempos de cálculo (Delgado, 2009).

3.2.1 – Modelação de pontes com modelos planos

De forma a evitar os problemas frisados no parágrafo anterior, neste subcapítulo vai-se indicar uma metodologia que permite modelar a resposta estrutural de uma ponte no sentido perpendicular ao tabuleiro, quando sujeita a ações horizontais. Essa metodologia consiste em utilizar um modelo plano, constituída pelo elemento barra, em que transfira os aspetos importantes do comportamento tridimensional para um comportamento bidimensional .

Para aplicar esse modelo, o tabuleiro e os pilares situam-se no mesmo plano, mas os pilares ficam numa posição paralela ao tabuleiro para envolver o comportamento à flexão do tabuleiro e dos pilares face à ação sísmica. Posteriormente, para compatibilizar os deslocamentos e rotações entre tabuleiro e zona superior dos pilares, procede-se a união desses pontos com barras biarticuladas (bielas), na direção da ação sísmica, com elevada rigidez axial, que vai permitir modelar as propriedades dos aparelhos de apoio, como indica a figura 3.1. (Delgado, 2009).

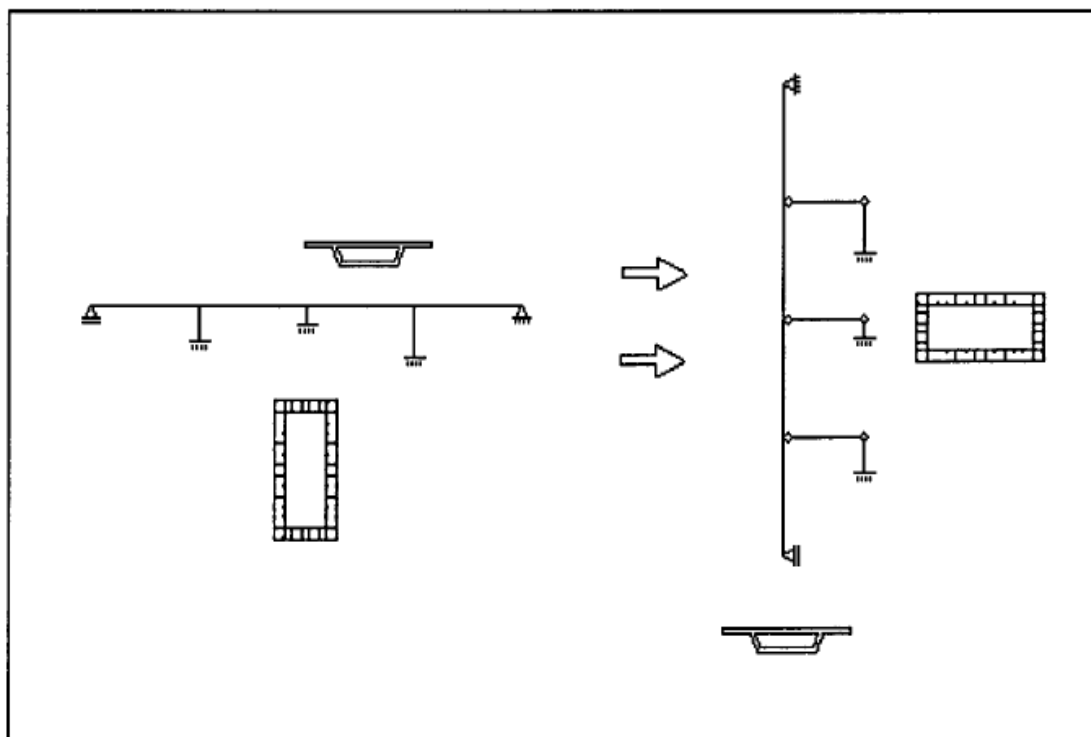


Figura 3.1 - Esquema da Modelação Estrutural (Delgado, 2009).

Como se pode observar na figura 3.1, o modelo é bastante simples e permite respeitar todas as características geométricas e mecânicas dos elementos, as ligações ao exterior e pode-se ter em consideração a deformabilidade do terreno, através da introdução de molas nos apoios com as respetivas constantes de reação elástica (Delgado, 2009).

O elemento barra, nos programas de análise estrutural, é o mais utilizado na realização de modelações de engenharia civil e é definido por dois nós. Este elemento pode ser utilizado para modelar pilares, viga e treliças em estruturas bidimensionais ou tridimensionais. O seu comportamento não linear pode ser traduzido através do uso de rótulas plásticas.

Para o modelo bidimensional se comportar de acordo com o modelo tridimensional é necessário atribuir características às bielas para que estas permitam modelar o comportamento dos aparelhos de apoio. Atualmente recorre-se a muitos aparelhos de apoio do tipo blocos de borracha de amortecimento, os designados HDRB e LRB (ver anexo 2), que permitem deslocamentos relativos e rotações entre elementos em função da rigidez distorcional do aparelho. Neste caso, para se poder modelar o comportamento do aparelho de apoio nesse modelo, é necessário que a rigidez axial das bielas seja igual a rigidez distorcional do aparelho. Para os aparelhos que só permitem rotações, o comportamento pode ser modelado introduzindo às bielas uma elevada rigidez axial e reduzida inércia a flexão (Delgado, 2000).

3.2.2 – Modelação de pontes com modelos tridimensionais

Atualmente, com o desenvolvimento da tecnologia, já se podem realizar modelações estruturais com o recurso a modelos tridimensionais com reduzidos tempos de cálculo. Esses modelos podem ser compostos por elementos de barra (estruturas reticuladas), laminares e sólidos tridimensionais.

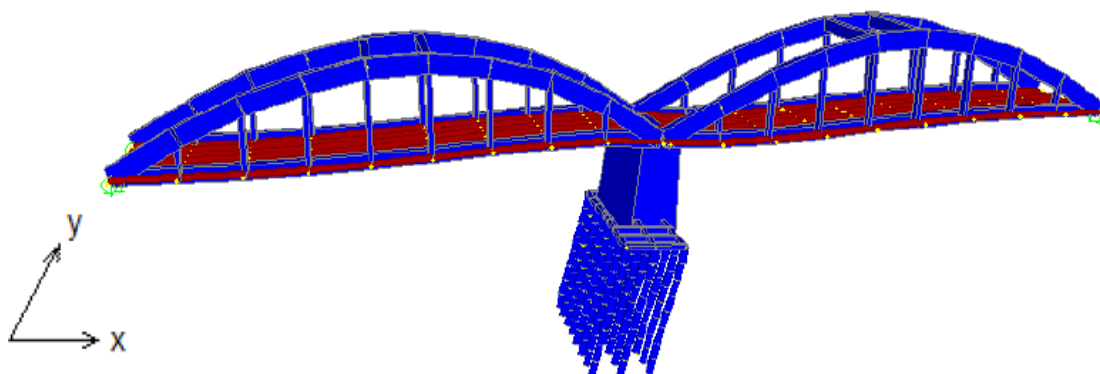


Figura 3.2 - Modelação de ponte com sólidos tridimensionais (Santos, 2007).

No campo das modelações tridimensionais, para se proceder à caracterização dos efeitos não-lineares das secções de betão armado, é mais frequente utilizar modelos do tipo elementos de barra. Com esse tipo de modelo, além de se poder utilizar as leis de comportamento das secções, pode-se também utilizar leis de interação entre dois momentos ortogonais existentes na secção (Delgado, 2009).

Os elementos laminares, ou também conhecidos por elementos de casca, são elementos que são utilizados para modelar pavimentos, rampas, paredes, tabuleiros e etc. Este elemento pode ser modelado com comportamento homogéneo, inserindo um material e uma espessura, ou em camadas com vários materiais e espessuras. A não linearidade desse elemento pode ser considerado quando se usa várias camadas para o caracterizar. Normalmente esses elementos são constituídos por três a quatro nós.

Por fim, os elementos sólidos, são elementos constituídos por oito nós e só são utilizados para modelações tridimensionais. A sua modelação baseia-se em uma formulação paramétrica que incluiu nove modos de flexão incompatíveis opcionais (CSI, 2013). Neste trabalho só se irá recorrer aos elementos de barra e de casca deixando de fora os elementos sólidos. Para além de aumentar o tempo de cálculo, esses elementos, são mais suscetíveis a erros de convergência porque tem um elevado número de incógnitas.

3.2.3 – Algoritmo de análise estrutural

Como foi anteriormente referido, a análise estrutural de pontes é muito complexa e engloba a determinação de muitas variáveis. Logo, para ganhar tempo e melhorar o trabalho recorre-se a programas de cálculo automático que permitem fazer essas operações em tempo reduzido e com uma boa estabilidade de cálculo.

Através da caracterização dos elementos de barra, que se irá analisar mais à frente neste trabalho, consegue-se obter a matriz rigidez do modelo estrutural. Essa matriz é obtida através de uma soma adequada dos coeficientes da matriz da rigidez de cada elemento de barra, em associação aos deslocamentos nodais correspondentes da estrutura. No entanto, é necessário efetuar uma transformação do referencial do elemento da barra para a estrutura global para que se possa obter uma matriz global de rigidez por espalhamento das matrizes dos elementos (Delgado, 2009).

A relação linear elástica entre forças, F , pela seguinte expressão 3.1:

$$F = Ku \quad (3.1)$$

Em que (K) é a matriz rigidez global da estrutura e u os deslocamentos nodais.

Quando se submete a estrutura a um campo de acelerações nodais (\ddot{u}), pode-se determinar as forças nodais (I) através da matriz clássica da massa (M), matriz essa, que está associada aos graus de liberdade da estrutura (Delgado, 2009).

$$I = M\ddot{u} \quad (3.2)$$

A determinação da matriz de massa global da estrutura (M) é executada de forma similar a matriz de rigidez, como descrito anteriormente neste subcapítulo.

Para determinar as forças de amortecimento nodais (D) é necessário determinar a matriz de amortecimento (C) e relacioná-la com o vetor de velocidades nodais (\dot{u}):

$$D = C\dot{u} \quad (3.3)$$

Essas características de amortecimento só são determinadas quando a estrutura fica sob o efeito de ações dinâmicas. A matriz de amortecimento (C), segundo a formulação de Rayleigh, é determinada através da matriz de massa e rigidez da estrutura:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (3.4)$$

Sendo α e β determinados através da imposição dos valores de amortecimento que se pretende em quais queres dois modos de vibração da estrutura (Clough & Penzien, 1982).

As pontes são estruturas que, do ponto de vista do comportamento sísmico, podem ser abordadas com modelações estruturais relativamente simples, embora estejam também sujeitas a esforços elevados. Na modelação do comportamento sísmico nas várias direções de análise, as mais recentes normas recomendam que para o betão armado sejam adotadas modelações estruturais que permitam simular o comportamento não-linear. Na escolha do modelo e metodologia a usar para a análise desse tipo de estruturas, deve-se ter em consideração a complexidade da estrutura, de forma a se obterem os resultados mais aproximados possíveis da realidade e com reduzido tempo de cálculo, tendo em conta que em muitos casos é necessário executar um grande número análises sísmicas.

Quando se efetuam análises com estruturas que envolvem grandes incursões no regime não linear, os parâmetros indicados anteriormente, α e β , poderão ser considerados nulos, conduzindo a uma matriz de amortecimento nula (Delgado, 2009).

3.3 Modelação do Comportamento do Betão

A capacidade de resistência do betão depende de vários fatores. A quantidade e tipo de cimento, a forma e a resistência dos inertes (areia e brita), a quantidade e tipo de adjuvantes, a relação água/cimento, a idade da mistura e, por fim, a aplicação em obra, são os fatores mais importantes que irão depender para influenciar as características mecânicas do betão, sobretudo a sua resistência à compressão (Nunes, 1999).

Independentemente desses fatores, neste capítulo, irá abordar-se, de uma forma sucinta, os modelos para a relação construtiva do betão sujeito a carregamentos monotónicos e cíclicos.

3.3.1 – Carregamento Monotónico

Uma secção de betão, quando sujeita a um carregamento monotónico de intensidade crescente, vai ter um comportamento variável ao longo desse carregamento, correspondentes a vários danos. Este comportamento pode ser observado no diagrama na figura 3.3, onde se relacionam as tensões normais (σ_c) com as correspondentes extensões para as deformações axiais.

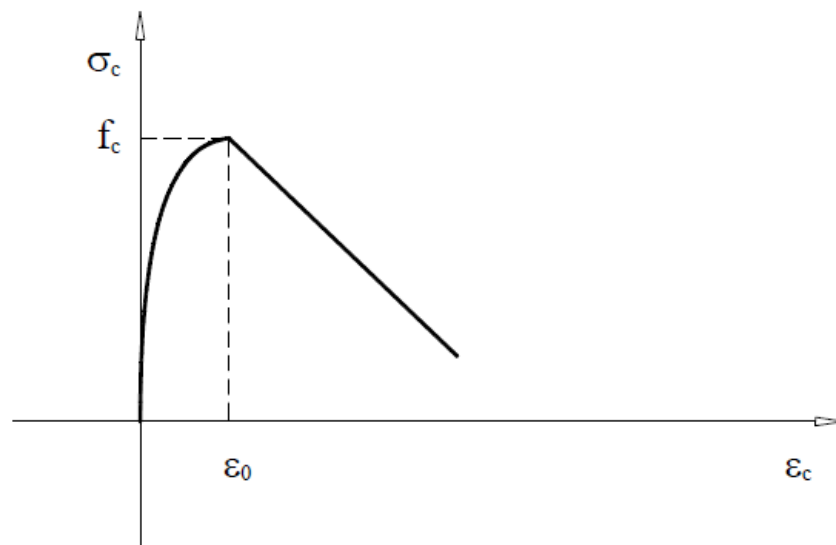


Figura 3.3 - Diagrama tensões-extensões do betão para carregamento monotónico (Delgado, 2009).

No diagrama de tensões-extensões da figura 3.3 podem observar-se os vários estados que o betão atravessa, até chegar à sua rutura. No pico de tensão máxima, f_c , observam-se duas fases: a primeira, que vai desde início do carregamento até cerca de metade da tensão máxima de compressão e é caracterizada por um comportamento, aproximadamente, linear; posteriormente, a segunda, traduz-se num comportamento não linear elevado, que se pode representar numa parábola do segundo grau, como é proposto por Kent e Park (1971). A variação do comportamento, aproximadamente linear, para um comportamento não-linear resulta da perda elevada de rigidez devido ao aparecimento de micro-fissuração (Delgado, 2009).

A tensão máxima de compressão f_c , corresponde à extensão ϵ_0 que é aproximadamente 0,2%, para betões correntes. A região do pico de tensão máxima pode variar, consoante a resistência do betão. Para betões de baixa resistência, essa região é mais suave, mas para betões de elevada resistência essa região apresenta um pico relativamente pronunciado (Delgado, 2009).

Apesar de as extensões continuarem a crescer após o pico, as tensões começam a diminuir até à rutura, representado por uma reta com inclinação negativa.

A resistência do betão à tração em relação à sua resistência à compressão é sempre inferior, sendo a relação entre elas cerca de 20%, em que se pode classificar a rutura à tração como frágil o que origina, na maior parte das situações dos elementos sujeitos à flexão, a desprezar essa resistência.

Para os casos em que é necessário incluir essa resistência, também se têm desenvolvido estudos e modelos analíticos com carregamentos cíclicos e monotônicos (CEB, 1991).

3.3.2 – Efeito do Confinamento

O confinamento do betão, figura 3.4, altera o seu modelo construtivo, isto é, o comportamento do betão é muito afetado pelo seu grau de confinamento (CEB, 1993).

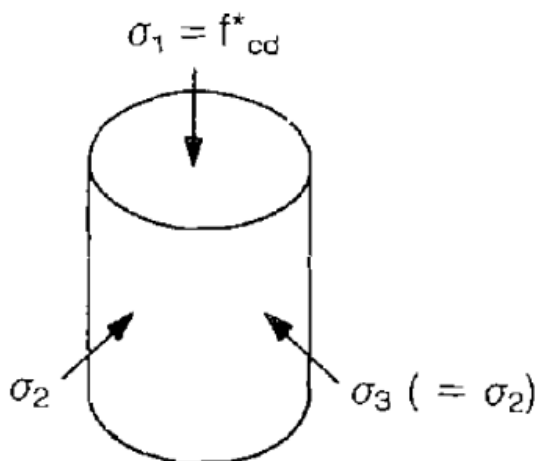


Figura 3.4 – Betão axialmente solicitado com confinamento lateral (CEB, 1993).

O fenómeno de confinamento resulta da existência de armaduras transversais nos elementos de betão. É através da percentagem de armadura e espaçamento entre estribos que o grau de confinamento varia. As armaduras contrariam a extensão lateral do betão, devido ao efeito de Poisson, impedindo que ele se desagregue. Este efeito varia ao longo da secção, como se pode observar na figura 3.5 indicado pela linha traço interrompido (Carvalho, 2009).

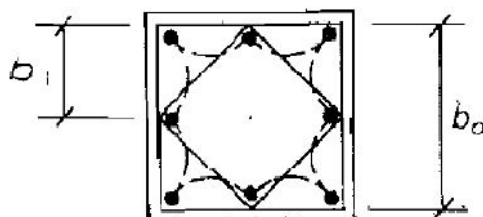


Figura 3.5 – Exemplo da distribuição do efeito de confinamento (CEB, 1993).

O confinamento traduz numa alteração da tensão resistente máxima e correspondente extensão, o que melhora o grau de ductilidade do elemento, alterando a inclinação da reta que surge após o pico para valores menores.

A figura 3.6 demonstra o diagrama tensões-extensões do comportamento do betão confinado.

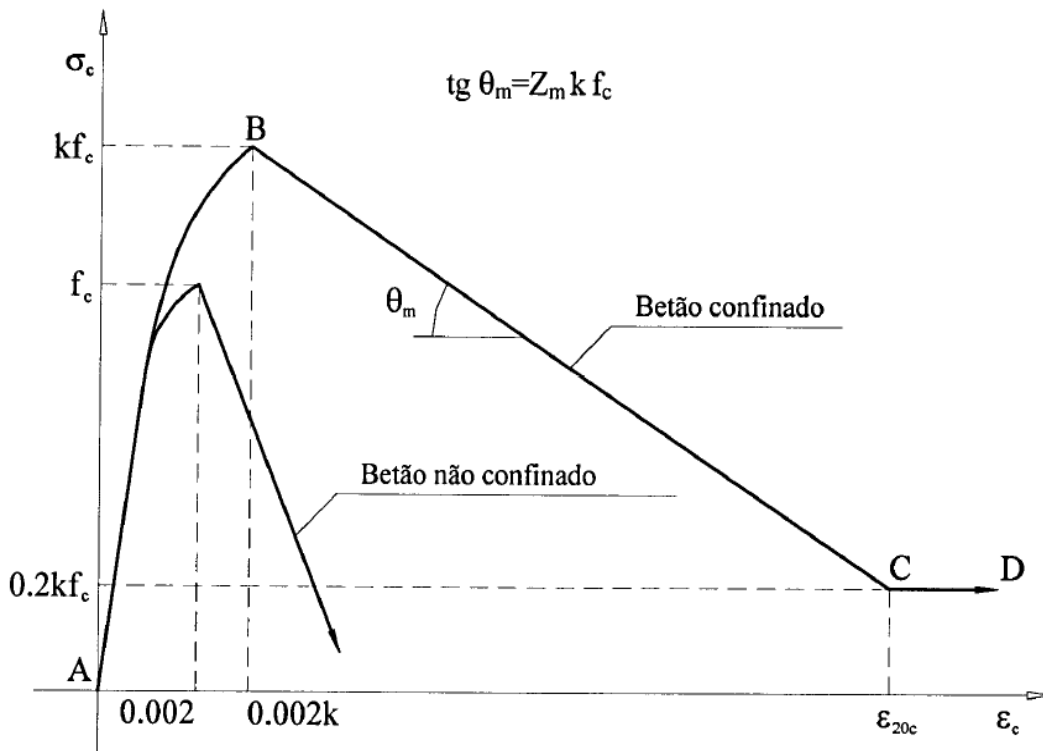


Figura 3.6 – Diagrama tensões-extensões do comportamento do betão confinado (Delgado, 2009).

A figura 3.6 traduz o modelo numérico para o cálculo da resistência usado em secções de betão confinado idealizado por Park e Priestkey (1982). Como se pode observar na figura 3.6, este modelo divide o comportamento em três regiões, que serão descritas posteriormente. De acordo com esse modelo, o fator k traduz o aumento da resistência à compressão e a extensão do betão confinado, enquanto o fator Z_m está relacionado com a diminuição da inclinação do ramo descendente, θ_m .

Região A-B ($\varepsilon_c < 0,002k$)

$$\sigma_c = kf_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0,002k} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0,002k} \right)^2 \right] \quad (3.5)$$

Região B-C ($0,002k \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{20c}$)

$$\sigma_c = kf_c [1 - Z_m(\varepsilon_c - 0,002k)] \quad (3.6)$$

Região C-D ($\varepsilon_c \geq \varepsilon_{20c}$)

$$\sigma_c = 0,2kf_c \quad (3.7)$$

onde,

$$k = 1 + \frac{\rho_v f_{syt}}{f_c} \quad (3.8)$$

$$Z_m = \frac{0,5}{\frac{3 + 0,29f_c}{145f_c - 1000} + \frac{3}{4}\rho_v\sqrt{\frac{h'}{s}} - 0,002k} \quad (3.9)$$

$$\tan\theta_m = Z_mkf_c \quad (3.10)$$

em que:

ε_c –extensão longitudinal do betão;

σ_c –tensão normal do betão confinado (MPa);

f_c –resistência à compressão do betão não confinado (MPa);

ε_{20c} –extensão correspondente a 20% da tensão máxima na região B-C;

f_{synt} – tensão de cedência da armadura transversal (MPa);

ρ_v –razão entre o volume de armadura transversal e o volume de betão cintado, calculado em relação a face exterior das cintas;

h' –largura do núcleo cintado (medido a face exterior das cintas);

s –espaçamento da armadura transversal.

Em suma, um bom confinamento do betão, traduz nas seguintes vantagens (Mimoso, 2008):

- aumento do valor da tensão máxima do betão;
- aumento da ductilidade devido a extensão para a qual se obtém a tensão máxima e através do incremento do valor da extensão última.

Então é importante que nas secções de betão armado seja dimensionada e aplicada armadura transversal com as disposições construtivas regulamentares.

3.3.3 – Comportamento do betão sob carregamentos cíclicos

O modelo do betão confinado, descrito anteriormente, permite também caraterizar o comportamento histerético do betão sujeito a cargas e descargas, considerando também a perda de rigidez do material, tal como ilustrado na figura 3.7 (Thompson & Park, 1980). Este modelo considera que as cargas e descargas são traduzidas por um ou mais ramos lineares com uma inclinação que varia de acordo com a extensão atingida ao longo da fase da carga (Carvalho, 2009).

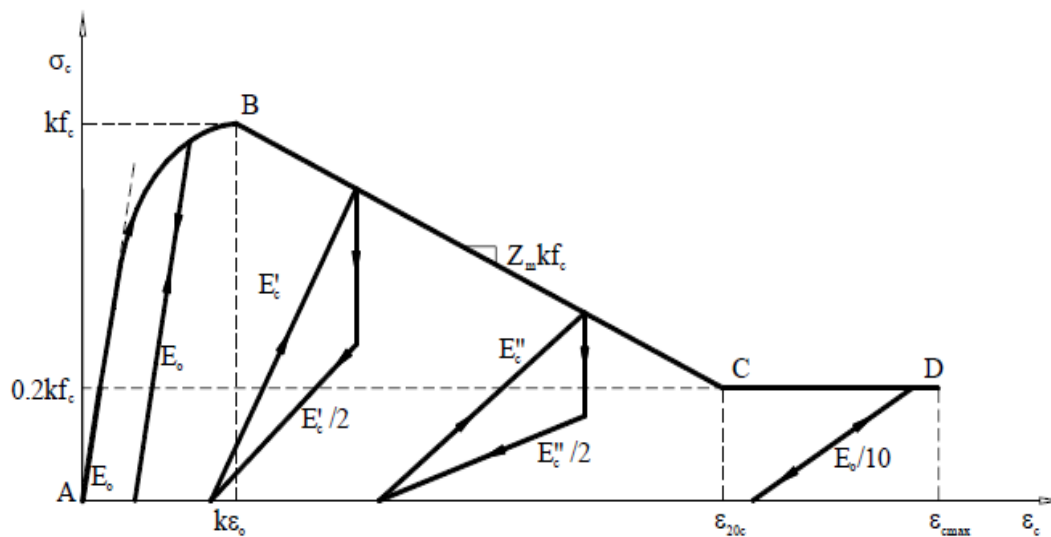


Figura 3.7 – Comportamento do betão sob ações cíclicas proposto por Thompson e Park (1980)

De acordo com o indicado no ponto 3.3.2, esse modelo também é constituído por três regiões de acordo com as seguintes regras de histerese:

Região AB – nas descargas seguem um ramo linear com inclinação correspondente ao módulo de elasticidade tangente á origem, E_0 , enquanto as extensões foram inferiores a $k\epsilon_0$. A recarga não tem dissipação de energia e segue o mesmo comportamento da descarga (Delgado, 2009).

Região BC – no intervalo de extensões entre $k\epsilon_0$ e ϵ_{20c} , as descargas são realizadas em duas etapas: a primeira é caracterizada pela extensão constante até se atingir metade da tensão correspondente ao início da descarga, posteriormente, a segundo é descrita por uma inclinação de $E'_c/2$. Nesta região, a recarga, adota um ramo linear com a inclinação igual a E'_c , sendo estes valores dos módulos de elasticidade menores à medida que a extensão aumenta. Esses valores são obtidos pela seguinte expressão 3.11 (Delgado, 2009):

$$E'_c = E_0 \left(0,8 - 0,7 \frac{\epsilon_0 - k\epsilon_0}{\epsilon_{20c} - k\epsilon_0} \right) \quad (3.11)$$

Região CD – localizada a partir das extensões superiores a ϵ_{20c} , onde as descargas e recarga são conduzidas por uma ramo linear com uma inclinação de $E_0/10$ (Delgado, 2009).

3.4 Modelação do comportamento do aço

As armaduras no betão armado influenciam muito no seu comportamento, especialmente quando o betão se encontra em fendilhação. Quando a secção de betão armado se encontra sujeita a esforços tração, surgem fendas, logo, o comportamento da secção nessa zona passa a depender fundamentalmente da armadura ordinária. Por isso é importante descrever o comportamento do aço sujeito a carregamentos monotónicos e cíclicos porque tem um papel importante na modelação do comportamento histerético do betão armado.

3.4.1 – Carregamento Monotónico

O comportamento do aço para um carregamento monotónico é descrito através de uma curva tensão-extensão que representa uma lei de carregamento aplicando deslocamentos crescentes, em ensaios de tração. Esse comportamento contém quatro fases: numa primeira fase o seu comportamento é linear, verificando assim a lei de Hooke e definindo-se o módulo de elasticidade inicial; posteriormente, segue-se uma segunda fase, relativo ao patamar de cedência caracterizado pela estabilidade da tensão para incrementos de extensão; na terceira fase, a tensão volta a aumentar devido ao endurecimento do aço, até este atingir a sua tensão máxima, por fim uma quarta fase, caracterizada pela diminuição da tensão até se dar a rotura do material (Carvalho, 2009). A segunda fase, patamar de cedência, pode deixar de existir ou ser muito curta para aços trabalhados a frio ou com elevada percentagem de (Delgado, 2009).

Para simplificação da modelação desse comportamento, optou-se por caracterizar o comportamento do aço por uma curva bilinear, caracterizando as fases descritas. Essa curva, figura 3.8, inicia-se por um troço até a tensão de cedência f_{sy} , correspondente a fase um, em que a inclinação é definida pelo módulo de elasticidade E_s . Depois, surge outro troço definido por uma reta com uma inclinação de E_{s1} , de modo a caracterizar a rigidez de endurecimento. O endurecimento deste é definido através de um coeficiente β , obtido pela relação entre os dois módulos de elasticidade E_{s1} e E_s . Para quantificar este coeficiente, com uma aproximação razoável, procura-se encontrar o declive da reta que interseja o diagrama tensões-extensões real em regime plástico, de forma a igualar a energia dissipada até à rotura, como se ilustra na Figura 3.8, em que $A1$ é igual a $A2$ (Delgado, 2009).

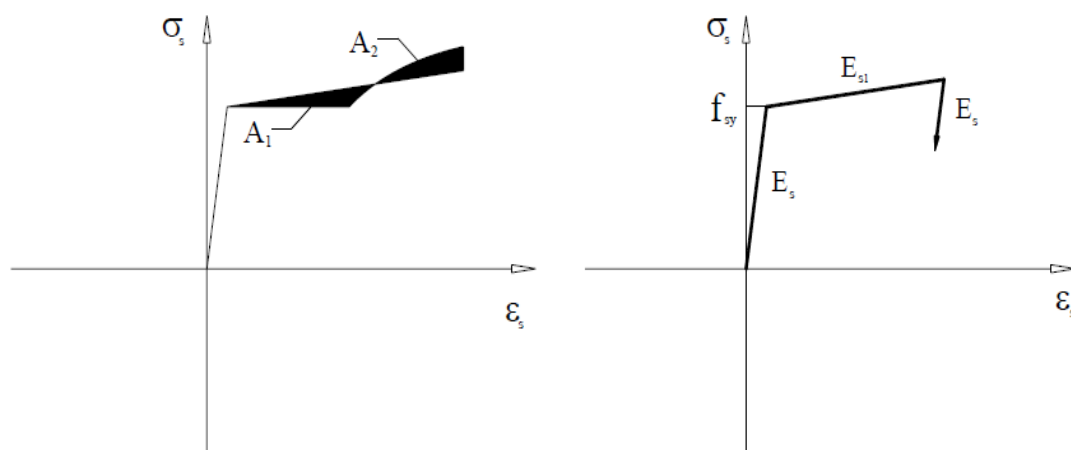


Figura 3.8 – Comportamento do aço para um carregamento monotónico (Delgado, 2009).

3.4.2 – Carregamento cíclico

Quando um varão de aço é submetido a ações cíclicas e alternadas, as suas características vão sofrer alterações, nomeadamente a rigidez e resistência. O modelo indicado na figura 3.9, designado por modelo Giuffrè-Menegotto-Pinto, foi aplicado por Menegotto e Pinto (1973), mas, foi criado por Giuffrè e Pinto (1970). Este modelo caracteriza o comportamento do aço, quando está sob a ação de cargas cíclicas, em troços curvos que se desenvolvem assintoticamente a duas retas paralelas com inclinação E_s . Essas retas são determinadas com base no troço elástico do modelo monotónico descrito anteriormente. As outras duas retas paralelas entre si, E_{s1} , são definidas através do troço de endurecimento do modelo monotónico. As leis de carga e descarga encontram-se contidas numa envolvente correspondente à curva bilinear para o carregamento monotónico definido no ponto anterior (Delgado, 2009), como se pode observar na figura 3.9.

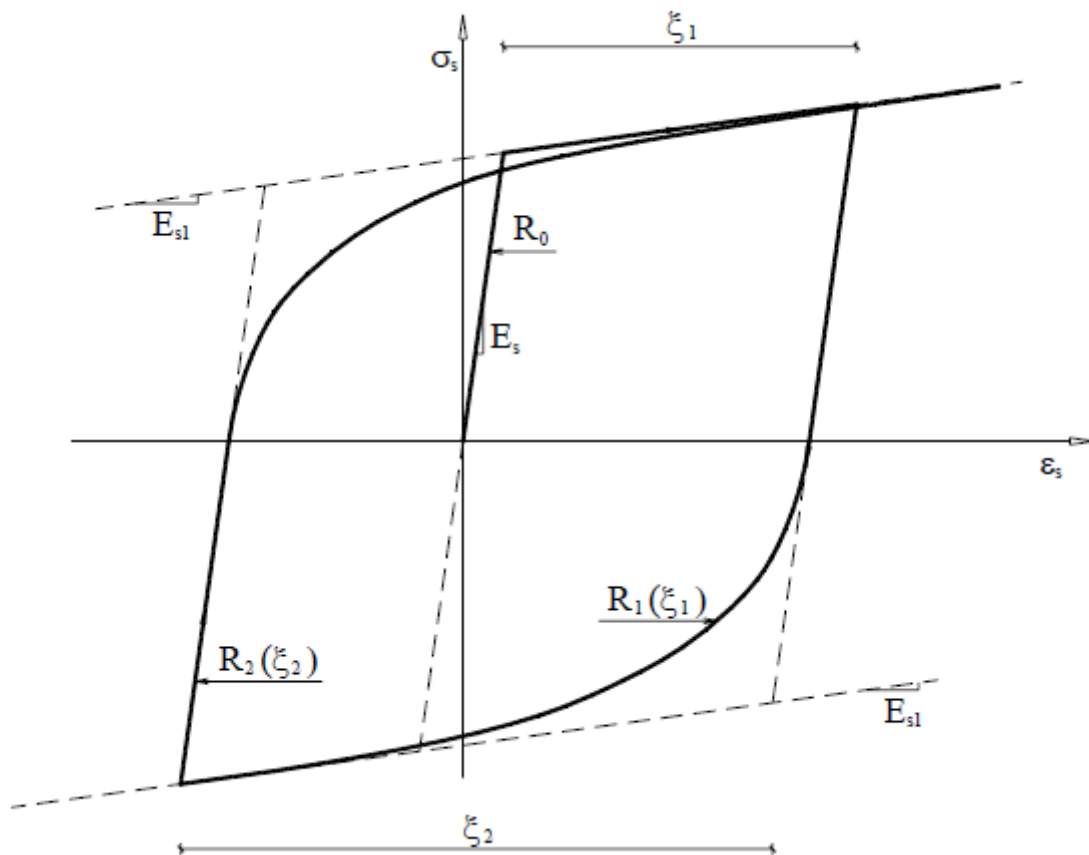


Figura 3.9 – Diagrama de tensões-extensões do aço para carregamento cíclico (Delgado, 2009).

Após a armadura tracionada ter atingido o troço de endurecimento, imediatamente depois de se dar uma alternância de carga, ocorre o efeito de Bauschinger. Neste efeito observa-se um comportamento não linear da armadura para valores de tensão bastante inferiores ao valor inicial da tensão de cedência e é caracterizado pelo parâmetro R . Esse parâmetro indica o desenvolvimento da curva de transição entre o troço elástico e o troço de endurecimento após o primeiro ciclo (Delgado, 2009).

$$R = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \quad (3.12)$$

O parâmetro ξ representa o valor absoluto da deformação plástica da incursão anterior e R_0 o valor do parâmetro R durante o primeiro carregamento. Os parâmetros a_1 , a_2 e R_0 traduzem propriedades características dos materiais e deverão ser calibrados experimentalmente. Mas Menegotto e Pinto (1973) indicam os seguintes valores: $a_1=18,5$; $a_2=0,15$ e $R_0=0,15$ (Delgado, 2009).

As relações de tensões-extensões são definidas pela seguinte expressão:

$$\sigma^* = b\varepsilon_s^* + \frac{(1-b)\varepsilon_s^*}{(1+\varepsilon_s^{*R})^{\frac{1}{R}}} \quad (3.13)$$

sendo:

$$\varepsilon_s^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sr}}{\varepsilon_0 - \varepsilon_{sr}} \quad (3.14)$$

$$\sigma_s^* = \frac{\sigma_s - \sigma_{sr}}{\sigma_0 - \sigma_{sr}} \quad (3.15)$$

σ_0, ε_0 – tensão, extensão no ponto onde a tangente inicial e as assíntotas se encontram.

$\sigma_{sr}, \varepsilon_{sr}$ – tensão, extensão do ponto da última inversão

A equação representa a passagem de uma assíntota (E_0) para outra (E_∞), onde (Albanesi & Nuti, 2007):

$$b = \frac{E_\infty}{E_0} = \text{relação de endurecimento}$$

$$E_0 = \frac{\sigma_0 - \sigma_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (3.16)$$

3.5 Modelação do comportamento do betão armado

Depois de enunciar as leis de comportamento do betão e do aço isoladamente, seguem-se as modelações para o funcionamento de ambos materiais em conjunto, sujeitos a carregamentos cíclicos. Neste capítulo irá ser apresentado duas formulações, no seguimento do estudo realizado por Delgado (2009), que são as seguintes: modelo de rótulas plásticas e modelo de fibras. Também se irá fazer uma breve descrição das metodologias utilizadas pelo *software* SAP2000.

Os pilares, ou os elementos estruturais que assumem essa função, estão submetidos à flexão composta. Quando esses elementos estão sujeitos a carregamentos monotónicos demonstram um comportamento constituído por três fases: inicialmente a sua rigidez é mais elevada, posteriormente a rigidez diminuiu devido ao aparecimento de fissuras no betão (na zona tracionada) e, por fim, a cedência das armaduras que traduz numa rigidez muito baixa. Logo, a degradação de rigidez surge devido ao aparecimento de fendilhação no betão, o que leva a diminuição da inclinação do diagrama esforço-deformação. Esta situação ocorre quando existe carga e descarga, então, quanto maior for o número de ciclos, as deformações são cada vez maiores para iguais níveis de esforço porque existe um aumento da fendilhação do betão.

Por outro lado, quando se modelam os elementos pertencentes ao tabuleiro, as vigas, considera-se um comportamento elástico porque não sofrem esforços elevados (Delgado, 2009).

Para além da degradação de rigidez, os elementos de betão armado que estão sujeitos a ações cíclicas, perdem resistência e surge o efeito de aperto ou “pinching”. Estas três anomalias são fenómenos que alteram as características da secção de betão armado e que controlam a dissipação histerética de energia. O efeito de aperto ocorre quando, depois de aberta uma fenda com plastificação da armadura, se dá uma inversão do carregamento verificando-se o fecho da fenda. Para fechar a fenda, neste caso, é necessário que a armadura recupere a sua deformação plástica. Esta recuperação é executada com uma rigidez da secção muito mais baixa, devido ao betão estar inativo e apenas funcionar a armadura à compressão, originando em maiores deformações para iguais incrementos de esforço. Então, quando se inicia a recarga ocorrem deformações bastante elevadas até que a fenda se feche, começando o betão a ser comprimido, e a secção a aumentar a sua rigidez, diminuindo a taxa de evolução das deformações e aumentando a sua resistência à compressão (Delgado, 2009).

3.5.1 – Modelo de rótulas plásticas

O modelo de rótulas plásticas pode ser aplicado a estruturas modeladas em plano ou tridimensionalmente e consiste em projetar a estrutura real em elementos de barra planos. A sua metodologia engloba comportamentos não lineares e lineares do material, sendo, uma parte central da barra elásticas e as duas partes extremas do elemento barra características plásticas (Delgado, 2009). No caso de modelação de pontes, as barras que representam os pilares aplica-se essa metodologia, as barras que representam o tabuleiro ou as vigas pertencentes a esse considera-se a totalidade da barra com comportamento elástico, porque não sofrem esforços elevados. Nessa modelação é necessário caracterizar os elementos de barra e posteriormente definir os comportamentos das rótulas plásticas existentes.

3.5.1.1 – Caracterização dos elementos de barra

Como foi observado no capítulo dois, os elementos de betão armado sujeitos a ação sísmica (mais concretamente os pilares), verifica-se um comportamento de flexão. Nas extremidades dos elementos observa-se um comportamento inelástico. É nessas zonas que se formam as rótulas plásticas e o elemento se comporta não linearmente. Contrariamente às extremidades, na zona central, considera-se um comportamento elástico. Logo, na caracterização da rigidez da barra, considera-se na zona central a rigidez da secção não fendilhada ou outra mais adequada, enquanto nas extremidades a secção da barra vai adotar as leis do modelo hysterético, descritas neste capítulo mais adiante (Delgado, 2009).

A figura 3.10 representa os graus de liberdade que se considera nos elementos de barra, que são seis. Como se pode observar na figura, os graus de liberdade consistem, em cada extremidade, em dois movimentos de transladação (um ao longo da barra outro na perpendicular) e uma rotação entorno do eixo perpendicular (Delgado, 2009).

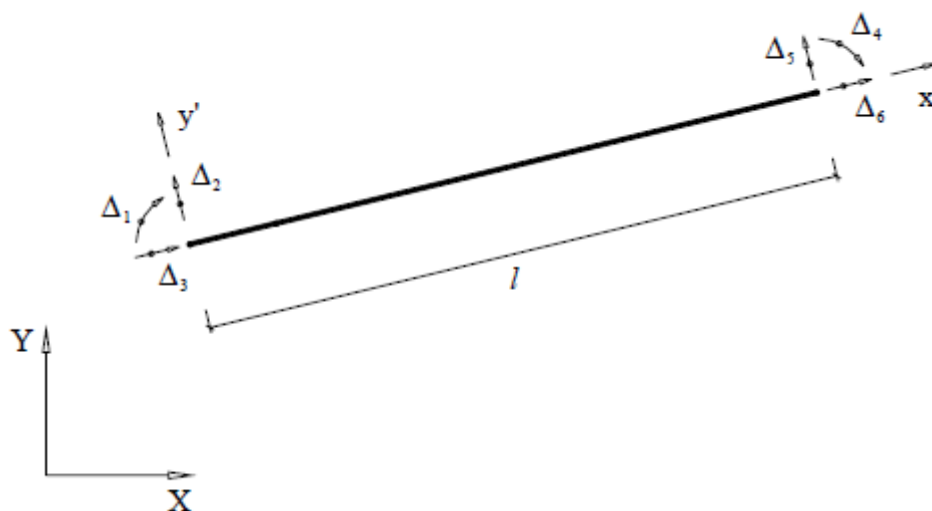


Figura 3.10 – Elemento de barra com seis graus de liberdade (Delgado, 2009).

Mais tarde, a definição dos graus de liberdade, vai-se caracterizar na matriz rigidez desse elemento e respetiva posição da rótula nesse mesmo elemento. Essas caracterizações são essenciais para incorporar o algoritmo estrutural definido em 3.2.3.

- Matriz rigidez do elemento de barra

Como já foi indicado, o elemento de barra será constituído por três subelementos em série, um (situado na zona central) com rigidez não fendilhada e os outros dois (situados na extremidade) com rigidez obedecendo leis do modelo hysterético. Tendo em consideração os seis graus de liberdade, como se pode observar na figura 3.11, e a matriz rigidez dos subelementos, usa-se a metodologia em análise matricial de estruturas para determinar a matriz rigidez. Posteriormente será efetuada uma redução aos graus de liberdade dos nós extremos do elemento de barra por um processo de condenação estática (Varum, 1996).

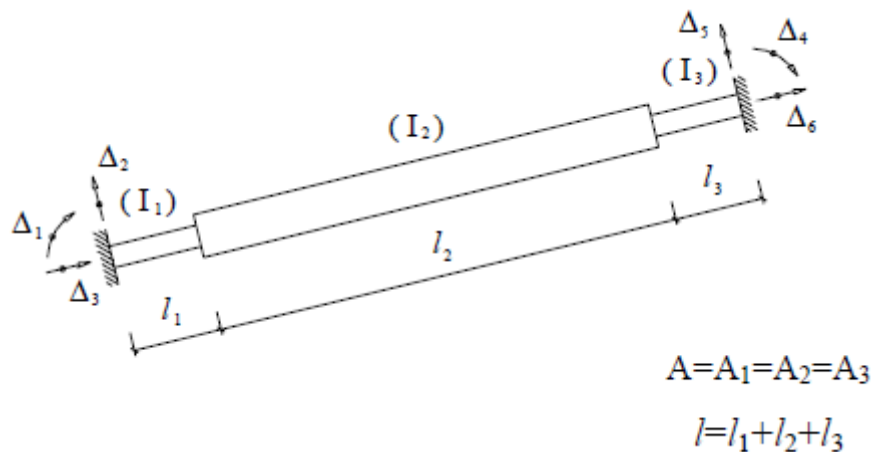


Figura 3.11 – Elemento de barra como associação de três subelementos (Delgado, 2009).

- Comprimento de rótula plástica

O comprimento da rótula plástica, l_p ou, como já foi referido, zonas extremas do elemento com comportamento não linear, é definido por vários fenómenos, como indica a figura 3.13. O mais importante é a plastificação das armaduras, logo o comprimento deve abranger a extensão dessa zona. Outro fenómeno, representado na figura 3.13, é o “yield penetration” que corresponde a uma rotação adicional, na secção do encastramento, provocada pela impossibilidade física de existir uma brusca variação da curvatura de zero para o seu valor máximo num comprimento infinitesimal, e o “alastramento” da rótula plástica, que consiste na inclinação das fendas devido ao efeito do esforço transversal, quando a hipótese das secções planas deixa de ser válida e as tensões e deformações nas armaduras passam a ser superiores às calculadas (Varum, 1996).

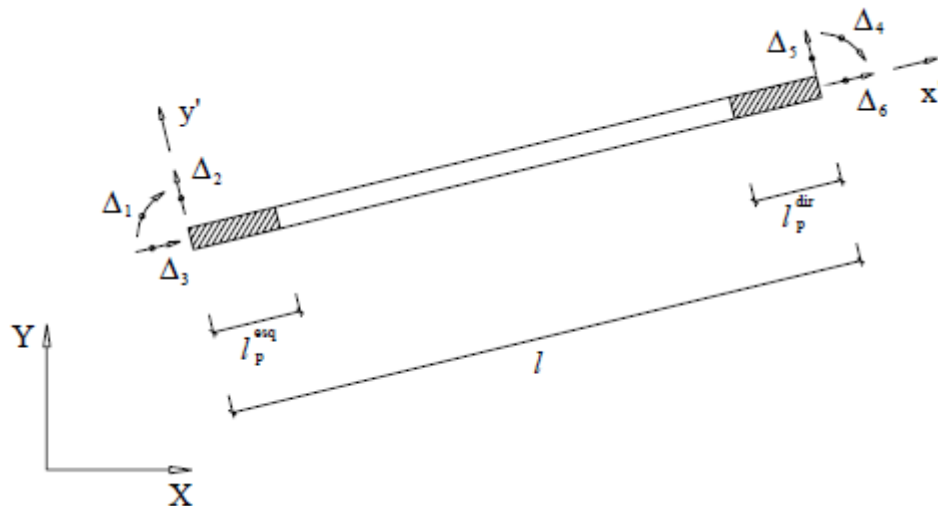


Figura 3.12 – Localização do comprimento da rótula plástica no elemento de barra (Delgado, 2009).

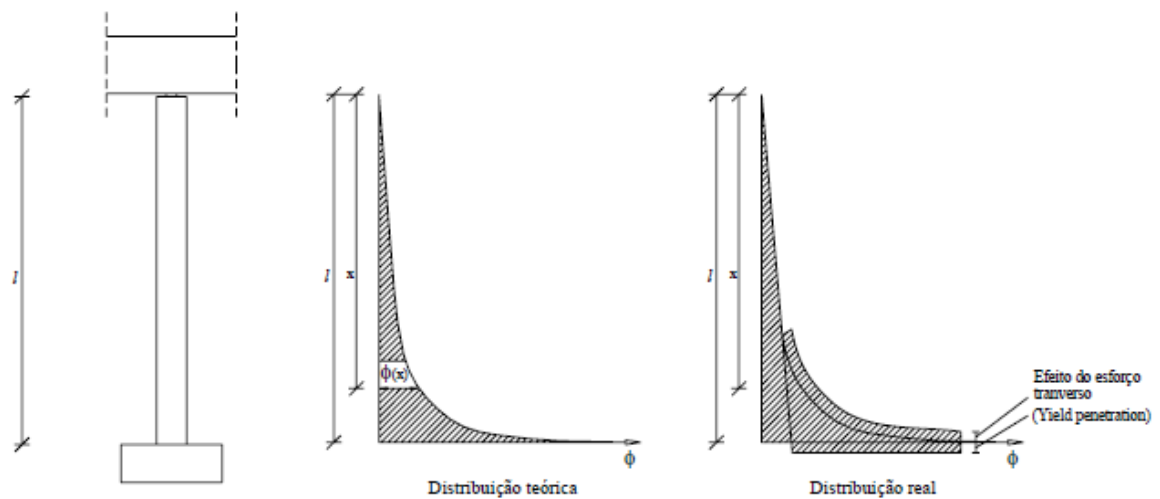


Figura 3.13 – Distribuição teórica e real das rotações para a rótula plástica (Delgado, 2009).

A determinação de l_p pode ser obtida por várias expressões. Vaz (1992), através de análises numéricas, concluiu que o comprimento da rótula plástica varia entre metade da altura útil e a altura útil. Após a realização de ensaios na Universidade de Canterbury, na Nova Zelândia, Priestley e Park (1984) estimaram que o comprimento da rótula plástica, era metade da altura útil:

$$l_p = 0,5h \quad (3.17)$$

Posteriormente, após realização de ensaios na mesma universidade, Kappos (1991) indicou a seguinte expressão 3.18:

$$l_p = 0,08l + 6d_b \quad (3.18)$$

sendo

l - comprimento do elemento;

d_b - diâmetro dos varões da armadura longitudinal.

Mas, Paulay e Priestley (1992), indicaram uma alteração a essa expressão, que é a seguinte:

$$l_p = 0,08l + 0,022d_b * f_{sy} \quad (3.19)$$

3.5.1.2 – Modelação do comportamento monotónico da rótula plástica

O comportamento inelástico do betão armado para um carregamento monotónico em intensidade crescente pode ser descrito por uma lei trilinear de momentos curvaturas (Carvalho, 2009). Como se pode observar na figura 3.14, esta lei é constituída por três inclinações, que definem a rigidez de cada tramo, e por dois pontos, que indicam as curvaturas onde se verifica a mudanças de inclinação dos tramos (Delgado, 2009).

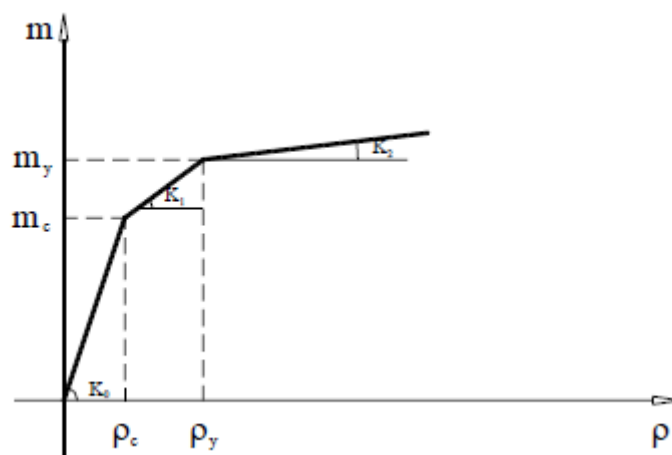


Figura 3.14 – Parâmetros de identificação da lei base trilinear (Delgado, 2009).

K_0 - rigidez inicial (tramo 1);

K_1 - rigidez após fissuração (tramo 2);

K_2 - rigidez após a cedência (tramo 3);

ρ_c - curvatura correspondente a fissuração;

ρ_y - curvatura correspondente à cedência;

As relações momentos-curvaturas são determinadas através de um modelo de fibras ao nível da secção do elemento de betão armado que caracterize o ponto de início de fendilhação do betão e o ponto de início de cedência das armaduras. Vaz (1992) desenvolveu um modelo de fibras que discretiza a secção em filamentos com comportamento uniaxial segundo o seu eixo longitudinal desprezando o esforço axial e assume-se que as secções se mantêm planas após deformações. Essa discretização pode ser observada na figura 3.15. Nesse modelo só se podia inserir secções retangulares, mas Delgado (2000) desenvolveu o algoritmo de modo que possibilitasse a análise de secções retangular oca ou em T. Este algoritmo efetua uma ponderação dos filamentos de toda a secção, eliminando os que pertencem ao interior oco.

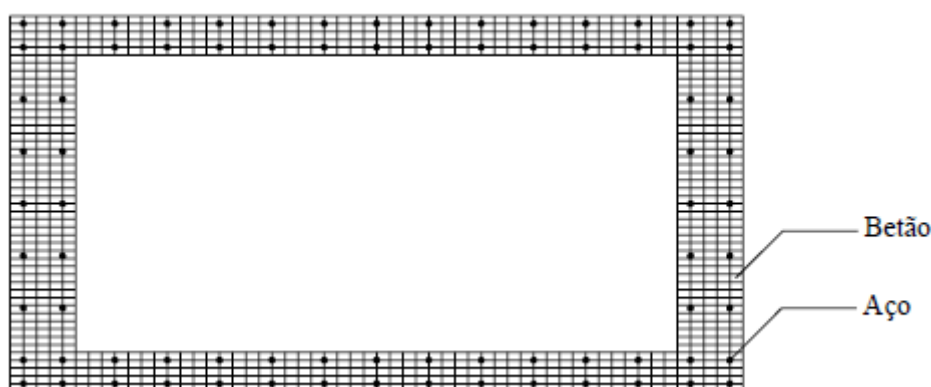


Figura 3.15 – Discretização da secção transversal (Delgado, 2009).

3.5.1.3 – Modelação do comportamento cíclico da rótula plástica

As leis estudadas em 3.5.1.2 são a base para definir as leis do comportamento cíclico da rótula plástica. Quando os elementos de betão armado estão sujeitos a ações cíclicas surgem fenómenos devido a inversão do carregamento tais como a degradação de rigidez, α ; degradação de resistência, γ ; e o efeito de *pinching*, β . Essas regras foram desenvolvidas em modelos do tipo Takeda, que surgiu por Takeda *et al* (1970), sofrendo posteriormente alterações por Costa e Costa (1987), seguidamente por Duarte *et al* (1990) e finalmente publicadas pelo “Comité Euro-International du Beton”, CEB (1996).

Como se pode observar na figura 3.16, os elementos de betão armado, segundo este modelo, sujeitos a cargas cíclicas estabelece inicialmente um comportamento bilinear, nos dois primeiros tramos, na relação momento-curvatura até ρ_y (curvatura de cedência), sem haver degradação de rigidez ou resistência. Posteriormente, quando a curvatura máxima absoluta, ρ_{max} , ultrapassar ρ_y e existir uma inversão de descarregamento verifica-se a degradação de rigidez nesse troço de descarga, figura 3.16.

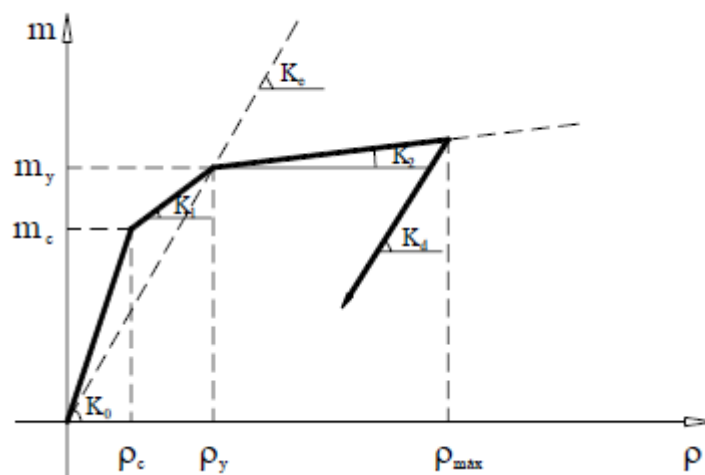


Figura 3.16 – Inversão do carregamento, descarga (Delgado, 2009).

A rigidez de descarga, K_d , pode ser determinada pela expressão 3.20:

$$K_d = K_e \left| \frac{\rho_y}{\rho_{\max}} \right|^\alpha \quad (3.20)$$

em que K_e traduz a rigidez equivalente aos dois primeiros troços da curva base e o parâmetro α pode assumir valores que variam entre 0 e 0,5. É importante realçar que quanto maior for a incursão plástica, maior será a degradação da rigidez (Delgado, 2009).

Quando se verifica uma inversão do sinal do momento, equivalendo à recarga, o gráfico momento-curvatura, figura 3.17, segue um segmento com rigidez K_r que é a rigidez de recarga a partir do ponto onde se verifica a passagem por zero do momento, ρ_r . Esse fator é determinado pela razão do valor máximo absoluto do momento ρ_{\max} e a curvatura atingida do ciclo anterior ρ_r , como indica a seguinte expressão:

$$K_r = \frac{m_{\max}}{\rho_{\max} - \rho_r} \quad (3.21)$$

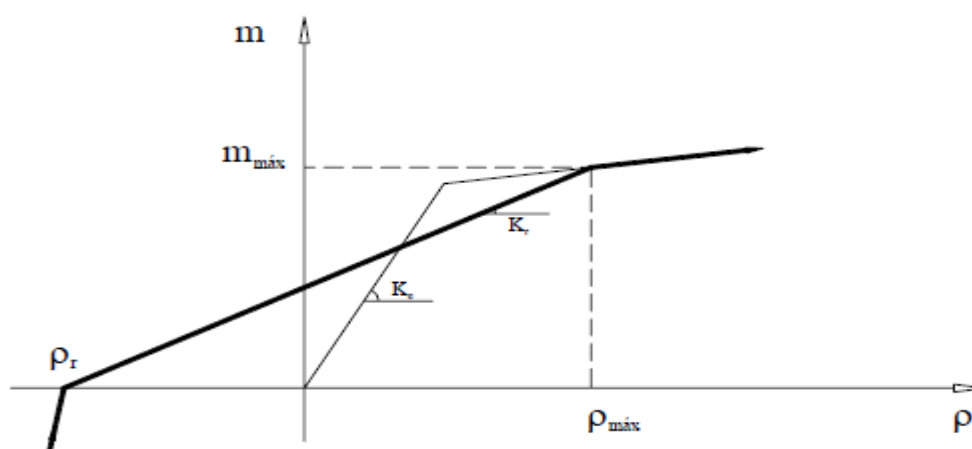


Figura 3.17 – Inversão do carregamento, recarga (Delgado, 2009).

Como já foi indicado, quando os elementos de betão armado ficam sujeitos a acções cíclicas surgem fenómenos, um deles é o efeito de *pinching* ou efeito de aperto. Este fenómeno surge aquando a inversão do momento e corresponde a uma diminuição da rigidez. Essa diminuição é devida à compressão da armadura, posteriormente de essa ter entrado em cedência por tração. Então, por cada recarga, o elemento irá ter um valor de rigidez menor que será determinado pela expressão 3.21:

$$K = \frac{m_{max}}{(\rho_{max} - \rho_r)(\rho_y - \rho_{max})}^{\beta} \quad (3.22)$$

em que β varia entre 0 e 0,5 dependente da importância do esforço transversal.

Essa rigidez K está definida na figura 3.18 através da inclinação do troço 8 e tem a duração até a reta que se encontra delimitada pela origem das coordenadas e pelo ponto da curvatura máxima do ciclo anterior, que será a reta que define a rigidez do troço 9. Então, observando a figura 3.18, os tramos da recarga são definidos por 8-9 e troço 12-13.

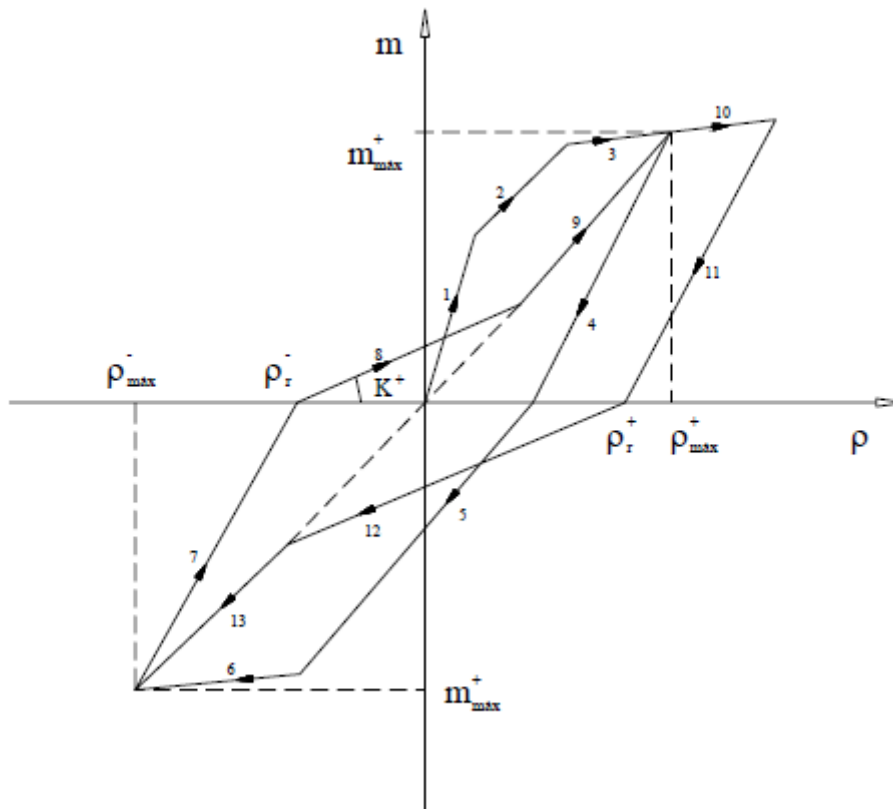


Figura 3.18 – Efeito de pinching (Delgado, 2009).

Outro fenómeno que decorre, quando os elementos de betão armado são sujeitos a cargas cíclicas, é a degradação de resistência. Este fenómeno encontra-se associado à degradação de rigidez e acontece na recarga. Observando a figura 3.19, pode-se constatar que o ramo de recarga, K_r , é definido pela mesma curvatura, $\rho_{máx}$, mas por um momento inferior, $m'_{máx}$, atingido no ciclo anterior, que é definido pela seguinte expressão:

$$m'_{máx} = (1 - PD)m_{máx} \quad (3.23)$$

sendo $m_{máx}$ o momento máximo absoluto atingido no ciclo anterior, e PD é determinado pela equação 3.24:

$$PD = \frac{e^{n\gamma} - 1}{e^n - 1} \quad (3.24)$$

em que n é um constante pertencente de valores experimentais.

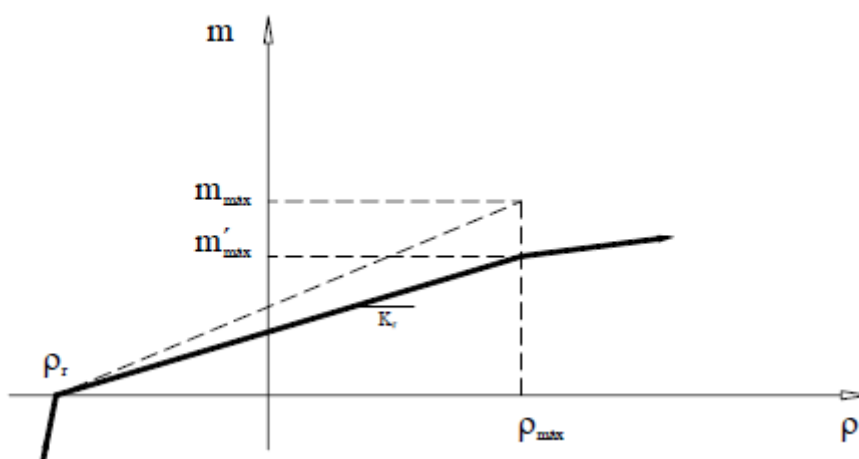


Figura 3.19 – Fenómeno de degradação de resistência (Delgado, 2009).

3.5.2 – Modelo de fibras

A filosofia desse modelo consiste representar o desenvolvimento da não-linearidade pela sua secção transversal e ao longo do desenvolvimento do elemento, permitindo a obtenção de uma estimativa mais rigorosa do dano estrutural e da sua distribuição, mesmo num nível elevado de inelasticidade (Pinho *et al*, 2007).

Este modelo para determinação do comportamento não linear de uma secção de betão armado assume, de uma forma geral, os seguintes pressupostos (Araújo, 2011):

- As relações tensão – extensão do betão e do aço são dados do problema;
- Admite-se uma interação perfeita entre o betão e os varões de aço;
- Assume a hipótese de Navier-Bernoulli, as secções planas antes da flexão, mantêm-se planas após a flexão.

Baseada em elementos finitos, a modelação estrutural utilizada normalmente por esses modelos é a tridimensional apoiada em elementos de barra 3D, que posteriormente serão subdivididos em fibras longitudinais. As fibras referidas formam uma malha ao nível da secção transversal da barra, em que cada fibra mobiliza apenas a força correspondente à posição que ocupa e ao material que representa (Delgado, 2009).

Uma análise pelo modelo de fibras pode ser feita através de duas formulações numéricas: baseado na rigidez do elemento e, outra, baseada na sua flexibilidade. Sobre as diferenças entre ambas formulações podem ser encontradas em Papaioannou *et al* (2005). No âmbito desse trabalho, as modelações realizadas pelo modelo de fibras serão executadas recorrendo ao *software* Seismostruct, que utiliza a formulação clássica baseada na rigidez.

3.5.2.1 – Seismostruct

O Seismostruct é um *freeware* de análise estrutural sísmica desenvolvido por Antoniou e Rui Pinho (Seismosoft, 2006). Através da modelação de uma estrutura tridimensional de modelo de barras, este programa, consegue analisar o comportamento da estrutura quando sujeita a carregamentos estáticos ou dinâmicos, considerando comportamento não linear dos materiais e a não linearidade geométrica das secções. A sua principal característica consiste em distribuir a plasticidade ao longo do comprimento dos elementos e da sua secção. Essa característica permite obter uma estimativa bem precisa da distribuição do dano ao longo da secção e da estrutura (Mimoso, 2008).

O estado de tensão-deformação das secções dos elementos é determinado através da integração da resposta não linear uniaxial do material, de acordo com as tensões-deformações das fibras que a secção foi subdividida. A figura 3.20 demonstra a discretização típica de uma secção transversal retangular de betão armado através do método de fibras.

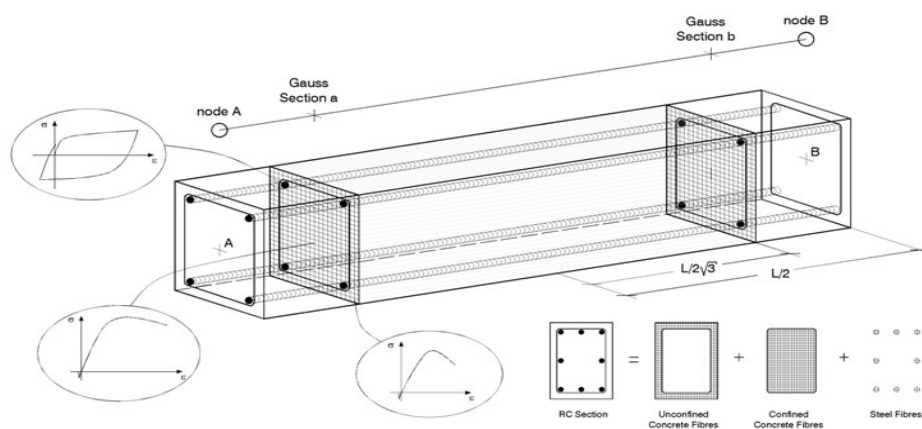


Figura 3.20 – Discretização de uma secção retangular de betão armado num modelo de fibras (Seismosoft, 2006).

Para a integração numérica o programa utiliza dois pontos de Gauss por elemento e a sua localização está indicada na figura 3.21.

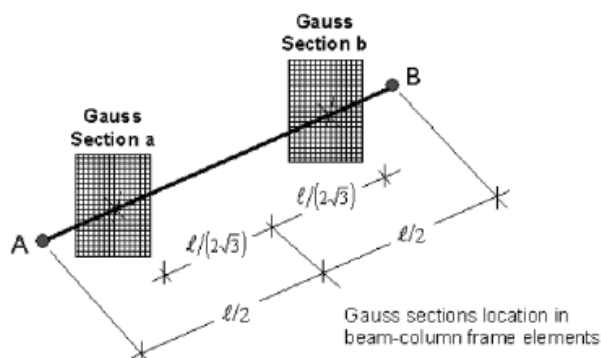


Figura 3.21 – Localização dos pontos de Gauss num elemento (Claudino, 2004).

Se for definido um número razoável de fibras, entre 100 a 300 em análises espaciais, consegue-se uma distribuição bastante precisa da não linearidade física dos materiais ao longo da secção.

- Modelo do Betão - *Mander*

O Seismostruct considera, para a modelação do betão, um modelo não-linear uniaxial com confinamento constante seguindo a lei construtiva proposta por Mander *et al* (1988), figura 3.22. Este modelo difere um pouco dos modelos já indicados neste capítulo, mas a principal característica é assumir uma pressão de confinamento constante durante todo o percurso no domínio tensões-extensões.

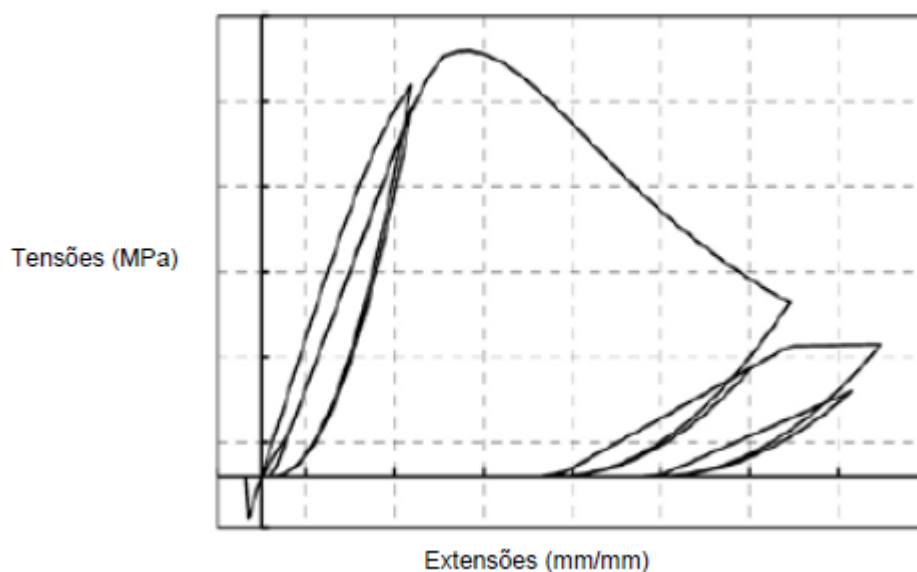


Figura 3.22 – Lei construtiva proposta por Mander *et al* (1988).

- Modelo do Aço – *Menegotto-Pinto*

O comportamento do aço, no *software* em estudo, é descrito pelo modelo não linear uniaxial. É programado por *Yassin* (1994), baseado no modelo de *Menegotto e Pinto* (1973), descrito no ponto 3.4.2 deste trabalho, mas modificado para associar ao endurecimento isotrópico proposto por *Filippou, et al* (1983).

3.5.3 – SAP2000

O SAP2000 é um programa comercial de análise estrutural baseado em elementos finitos (CSI, 2013). Para executar análises estruturais ou dimensionamentos esta ferramenta é muito sofisticada, versátil, intuitiva e com grande fiabilidade nos resultados que se obtêm. As análises podem ser bidimensionais ou tridimensionais e permitem a utilização de elementos de barra, casca e sólidos.

No caso dos elementos de barra, o SAP2000, utiliza um modelo de plasticidade concentrada para contabilizar o comportamento não linear do betão armado. Esse modelo de plasticidade concentrada baseia-se no modelo de rótula plástica explicado em 3.5.1, que indica que o comportamento plástico do material restringe-se a regiões da barra com um certo comprimento, comprimento da rótula plástica, ficando o restante material da barra com comportamento elástico.

Os elementos de casca são elementos bidimensionais (de área) constituídos normalmente por três ou quatro nós de extremidade. Esses elementos são utilizados para modelar pisos estruturais, núcleos ou paredes. Em análises sísmicas dá-se mais importância aos elementos planos verticais, porque estes é que estão mais suscetíveis à ação sísmica. Devido a essa vulnerabilidade é necessário contabilizar todos os fenómenos não lineares desses elementos planos.

3.5.3.1 – Definição das rótulas plásticas no SAP2000

A definição da rótula plástica no SAP2000 tem como base as prescrições regulamentares descritas no FEMA-356 (2000). O seu comportamento é definido através de relações força-deformação e descrito por cinco pontos. Para este trabalho optou-se por definir o comportamento desse elemento através da relação momento-curvatura da secção do elemento de betão armado (Araújo, 2011).

Quando se define uma rótula plástica através da relação momento-curvatura é necessário determinar o comprimento de rótula plástica (l_p), pelas expressões indicadas em 3.5.1. Esse comprimento é essencial para o programa, SAP2000, converter a relação momento-curvatura para momento-rotação através da multiplicação por esse comprimento.

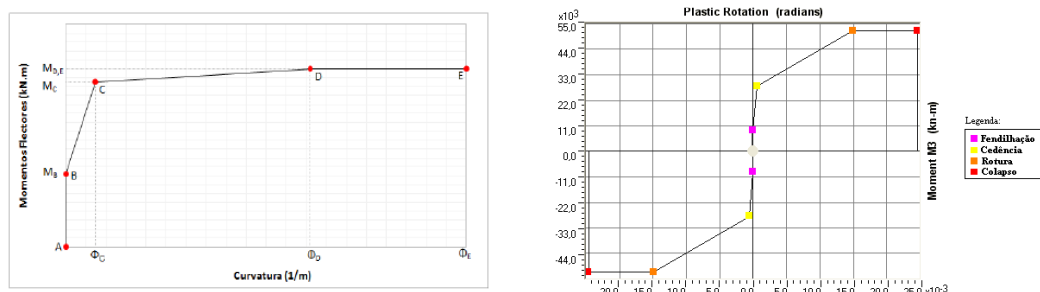


Figura 3.23 – Lei do comportamento não linear das rótulas plásticas no SAP2000 (Araújo, 2011).

Os cinco pontos (A,B,C,D e E) necessários para o SAP2000 descrever o comportamento de uma rótula plástica são os seguintes (Araújo, 2011):

- Ponto A: tem sempre valor de momento e curvatura de zero, é o ponto de origem da curva;
- Ponto B: é o valor do momento quando começa a fendilhação do betão (M_{cr}), logo é quando começa o comportamento plástico do elemento (note-se que este ponto é definido por uma curvatura nula pois no programa SAP2000 toda a deformação introduzida pela rótula é adicionada directamente ao valor da deformação elástica correspondente ao esforço a que o elemento está submetido (Coutinho, 2008);
- Ponto C e D: são pontos ajustados ao diagrama momento-curvatura da secção de betão armado determinada previamente, conforme o princípio de conservação de energia, sendo que o ponto D é caracterizado por ser o momento máximo mobilizável e respetiva curvatura;
- Ponto E: deve ser definido de forma que o momento se mantenha constante para valores crescentes de curvatura.

Por fim, o SAP2000 permite definir, durante a análise, ao atingir a curvatura máxima definida na rótula plástica, se o momento desce abruptamente para o valor de zero, quando é atingida a curvatura no último ponto, ou se é extrapolada a lei pelo último segmento definido (Araújo, 2011).

A evolução do comportamento da rótula plástica durante a análise é baseada em modelos tipo Takeda como foi referido em 3.5.1.3.

3.5.3.2 – Definição do confinamento no SAP2000

Para representar o fenómeno do confinamento, descrito em 3.3.2, o SAP2000 baseia-se no modelo de Mander-Priestley-Park. Logo, só é necessário introduzir no programa os dados referentes a geometria da secção (retangular ou circular) para definir o tipo de confinamento e posteriormente inserir os dados relativos as armaduras e respetivos espaçamentos (Araújo, 2011).

3.5.3.3 – Camadas do elemento de casca (*layered shell*)

Para o SAP2000 contabilizar os efeitos não lineares dos elementos estruturais planos é necessário definir a secção do elemento de casca por camada. O programa permite a introdução de varias camadas no sentido da espessura e cada camada com a respetiva espessura, comportamento (permite ao utilizador inserir se a camada tem comportamento linear ou não linear) e material. A deformação de cada camada evolui conforme exposto no método *strain-projection* de Hughes (2000).

3.6 Análise sísmica segundo o Eurocodigo 8 (EC8)

Depois de referidos os métodos que caraterizam o comportamento dos materiais betão, aço e betão armado, irá enunciar-se os métodos que o EC8 (2009) (legislação em vigor) refere para proceder à análise sísmica de estruturas de betão armado.

Assim, neste subcapítulo, serão abordados, de modo geral os conceitos principais do EC8 (2009), as regras relativas às exigências de desempenho, definição de ação sísmica e os tipos de procedimento para análise sísmica.

O EC8 (2009), é constituído por 6 partes. Devido ao âmbito deste trabalho, irá ser abordado a parte 1 – Regras Gerais, ações sísmicas e regras para edifícios e a parte 2 - Disposições Especificas Relativas a Pontes.

3.6.1 – Requisitos fundamentais de comportamento

O EC8 (2009) prevê que as estruturas que se situam em zonas sísmicas sejam dimensionadas tendo em conta algumas exigências fundamentais de comportamento à ação sísmica. Essas exigências são relativas ao nível de dano, isto é, na ocorrência de um sismo a estrutura tem-se que comportar de modo apresentar danos em elementos que não ponham em risco o colapso da estrutura. Deste modo o EC8 (2009) preconiza dois níveis de exigência, sendo o primeiro Estado Limite Último e o segundo o Estado de Limitação de Danos.

O estado limite último, ou requisito de não colapso, consiste em dimensionar a estrutura de modo a evitar o seu colapso local ou total, quando sujeita a uma ação rara, garantindo assim que a integridade da mesma e a resistência residual se mantenham após a ocorrência dessa ação, que simula um evento sísmico. Essa ação sísmica, designada por ação sísmica de cálculo, é determinada através da ação sísmica de referência associada a uma probabilidade de excedência de referência $P_{NCR} = 10\%$ em 50 anos, e um período de retorno referência de $T_{NCR} = 475$ anos. Para satisfazer este requisito, estado limite último, os seguintes critérios devem ser verificados:

- Podem formar-se rótulas plásticas a nível dos pilares;
- O tabuleiro da ponte deve manter-se sem danos;
- Quando a ação sísmica de dimensionamento tem uma grande probabilidade de ser excedida durante a vida útil da ponte, certos danos são toleráveis em partes da estrutura desde que esta seja capaz de suportar tráfego de emergência e seja facilmente reparável;
- Quando a ação sísmica de dimensionamento tem uma pequena probabilidade de ser excedida durante a vida útil da ponte, pode ser considerada como uma ação accidental.

O outro requisito indicado pelo EC8 é o requisito de limitação de dano, considera-se um estado limite de serviço. É indicado ao projetista que a estrutura deve ser concebida e dimensionada para resistir a ações do carácter sísmico, evitando a ocorrência de danos e limitações à utilização da estrutura. Essa ação sísmica é caracterizada pela sua probabilidade de ocorrência, seja maior do que a ação sísmica de cálculo. A ação sísmica tem uma probabilidade de excedência $P_{PLR} = 10\%$ em 10 anos, e um período de retorno de $T_{NCR} = 95$ anos. De forma a satisfazer esse requisito de limitação de danos, os seguintes critérios devem ser verificados:

- Uma ação sísmica com grande probabilidade de ocorrência só deve causar danos menores nas componentes secundárias e nas partes da ponte supostas contribuir para a dissipação de energia;
- As outras partes devem manter-se intactas.

A ação sísmica de dimensionamento, A_{ed} , deve ainda ter em conta um fator de importância, γ_1 , que tem diferentes valores de acordo com a classe da ponte, tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Classes de Importância das pontes e respectivos valores do factor de importância, γ_1 .

Classe de Importância	Descrição	Valor de γ_1
Classe I	Pontes cuja importância não é crítica à manutenção das comunicações, e em que não se justifica a nível económico adoptar o período de vida útil regulamentarem, $T_{NCR} = 50$ anos, utilizando-se um menor.	0,85
Classe II	Classe Intermédia	$0,85 < \gamma_1 < 1,30$
Classe III	Pontes de grande importância e essenciais à manutenção das comunicações, sendo dimensionadas para um período de vida útil superior ao habitual	1,30

3.6.2 – Condições do terreno

O solo é um dos parâmetros mais importantes para a modelação da ação sísmica numa estrutura porque é dele que é transmitida a energia provocada pela ocorrência de um fenómeno sísmico, logo a resposta da estrutura depende das características do solo. Então para a modelação é importante obter uma caracterização dos estratos de solo em que a estrutura se encontra ligada. Devido a essa importância o EC8 (2009) estabeleceu cinco tipos de solos, ver tabela 3.2, do tipo A até tipo E consoante o perfil estratigráfico. Estes solos são caracterizados pelas suas propriedades mecânicas de elevada rigidez. Por isso a EC8 (2009) criou mais dois tipos de solos, como se pode observar na tabela 3.2, tipo s_1 e o tipo s_2 , em que o primeiro incluiu camadas de elevado índice de plasticidade e o outro incluiu outros tipos de solos não incluídos nos tipos já definidos, sendo este tipo de solo mais suscetível à liquefação, podendo atingir a rotura devido à ação sísmica (Coelho, 2010).

Para definir o tipo de solo a EC8 considerou os seguintes parâmetros:

- Velocidade média das ondas sísmicas secundárias ($v_{s,30}$);
- Os resultados obtidos do ensaio de penetração dinâmica (N_{SPT});
- Coeficiente de resistência não drenada do solo (c_u).

Tabela 3.2 – Tipos de terrenos definidos pelo EC8.

Tipo de Terreno	Descrição do Perfil Estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} [pencadas/30cm]	c_u [kPa]
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5m de material mais fraco à superfície.	> 800	-	-
B	Depósitos de areias muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade.	360 - 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos e areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solo não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura.	< 180	< 15	< 70
E	Perfil do solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5m e 20m, situada sobre um estrato rígido com $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($IP > 40$) e um elevado teor em água.	< 100 [valor indicativo]	-	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluindo nos tipos A - E ou S_{11} .			

3.6.3 – Caracterização da ação sísmica

A intensidade da ação sísmica depende da localização geográfica da estrutura em estudo. No início da fase de conceção do projeto deve-se prever o tipo de comportamento sísmico que a estrutura possuiu quando solicitada pela ação em estudo. Isto é, quando a estrutura se situa em zonas de forte sismicidade é aconselhável optar por um comportamento dúctil, prevendo a formação de rótulas plásticas, podendo recorrer a sistemas de isolamento sísmico ou sistemas de dissipação de energia. Nas zonas com risco sísmico moderado pode-se optar por uma ductilidade moderada, usando os critérios simplificados de dimensionamento (Loureiro, 2008).

A definição da ação sísmica é dependente do tipo de solo, da zona sísmica e da fonte sismogénica. Para a EC8 (2009) a ação sísmica é representada, em geral, por um espectro de resposta elástico (Coelho, 2010).

3.6.3.1 – Zonas sísmicas

Portugal, incluindo a parte do território insular, encontra-se numa região da placa Euro-Asiática que faz fronteira com a placa Africana. Essa fronteira é constituída pela falha Açores-Gibraltar e a falha dorsal do oceano Atlântico. Devido a esta localização o território português torna-se uma zona de sismicidade importante.

Segundo EC8 (2009) considera para análise sísmica dois tipos de sismos. Um tipo de sismo designado por Tipo 1, a que corresponde uma ação sísmica afastada, é caracterizado por uma forte sismicidade e grandes distâncias focais e que tem uma magnitude maior que 5,5 na escala de Richter, e um tipo de sismo designado por Tipo 2, caracterizado por uma magnitude menor que 5,5 na escala de Richter, a que corresponde uma ação sísmica próxima e representa uma sismicidade moderada e pequenas distâncias focais (Santos, 2007).

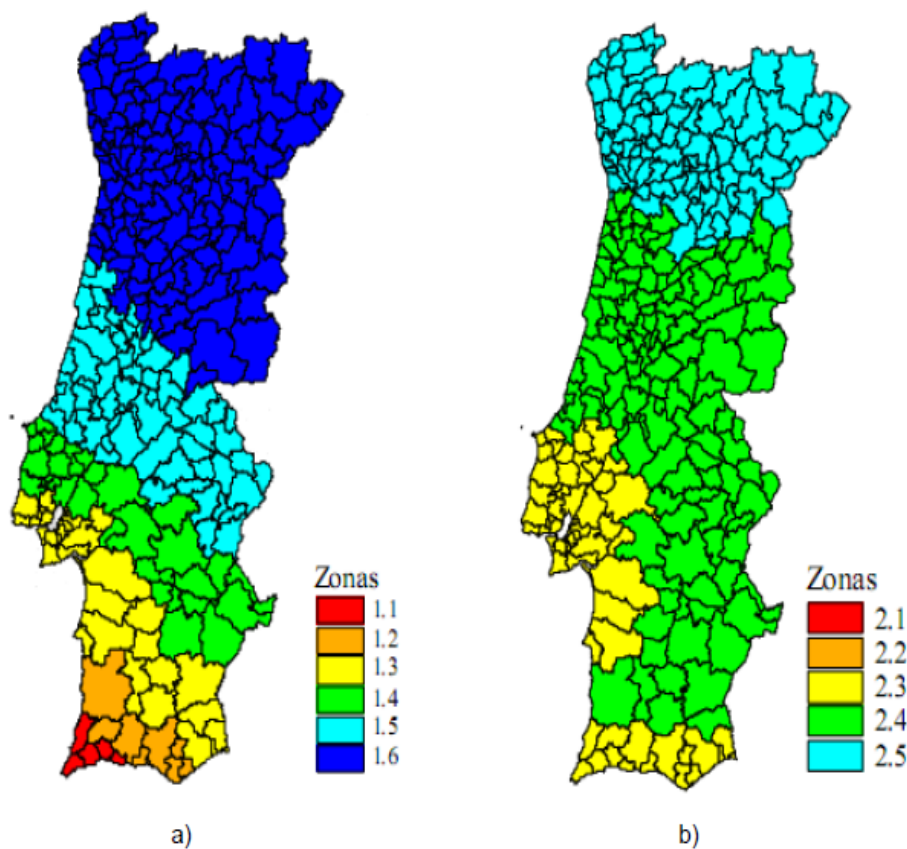


Figura 3.24 – Zonas sísmicas de Portugal continental: a) ação sísmica Tipo 1; b) ação sísmica Tipo 2, retirado de EC8 (2009).

3.6.3.2 – Representação básica da ação sísmica

Como já foi referido na EC8 (2009) a ação sísmica é representada, no geral, através de espectros elásticos. Mas, a norma, também permite, a redução desse espectros, análises temporais e modelos espaciais da ação sísmica.

- Espectros elásticos de aceleração

O recurso a um espectro de resposta elástico de aceleração, de acordo com EC8 (2009), permite executar uma análise linear ao comportamento da estrutura sujeita à ação sísmica. O espectro de resposta traduz no valor máximo da aceleração que um oscilador de um grau de liberdade consentia quando fosse excitado por uma dada ação de caráter sísmico, com um determinado amortecimento. Como existe uma afinidade entre os osciladores de vários graus de liberdade e osciladores de um grau de liberdade é possível determinar os valores máximos de resposta dos osciladores de vários graus de liberdade em espectros de resposta (Loureiro, 2008).

De acordo com a EC8 (2009), a análise por meio de espectros de resposta elástico é executada por espectro de resposta elástico horizontal, em que se analisa a estrutura nas duas direções ortogonais entre si de forma independente e por espectro de resposta elástico vertical. Posteriormente, a norma, permite uma redução do espectro de resposta através de um coeficiente de comportamento q . Essa redução pode ser feita devido a capacidade das estruturas resistirem às ações sísmicas no campo da não-linearidade. A formulação dessas análises está presente na EC8 (2009).

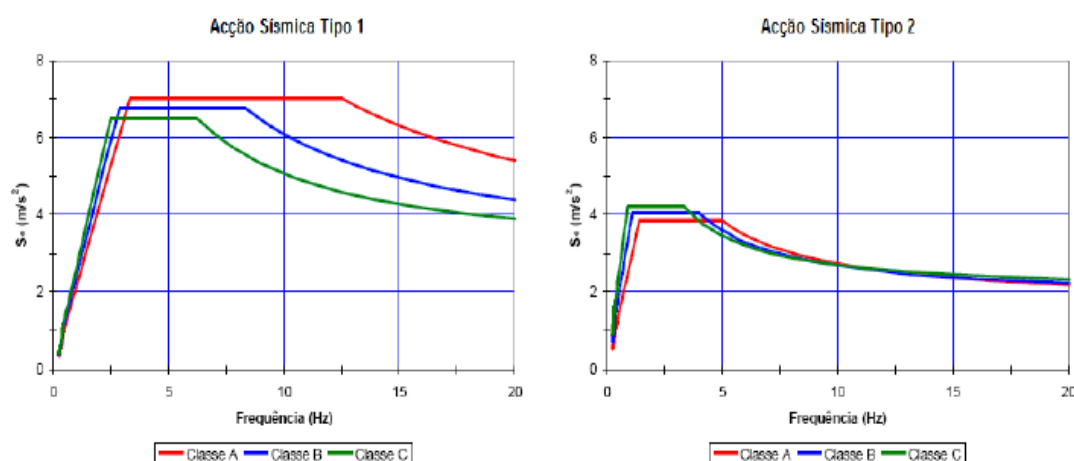


Figura 3.25 – Espectro de resposta elástico para acção Tipo 1 e Tipo 2 (Loureiro, 2008).

- Representação Temporal (*time-history*)

Representação temporal consiste em simular os movimentos de aceleração na superfície do terreno em função do tempo e das grandezas associadas (velocidade e deslocamento), através da introdução de acelerogramas. A EC8 (2009) permite a utilização de acelerogramas artificiais e acelerogramas registados ou simulados.

Os acelerogramas artificiais são gerados de modo a corresponderem os espectros de resposta já definidos para a condição de 5 % de amortecimento viscoso. Para a modelação deve-se utilizar 3 acelerogramas atuando em simultâneo, não podendo repetir o acelerograma para duas direções horizontais.

Outro tipo de acelerograma que a EC8 (2009) permite utilizar são os acelerogramas registados em que consiste registrar os dados de sismos já ocorridos, na zona em que se localiza a estrutura, e aplicados na modelação.

Os acelerogramas simulados são gerados através da simulação física de mecanismos de emissão e de leitura do seu percurso (Santos, 2007).

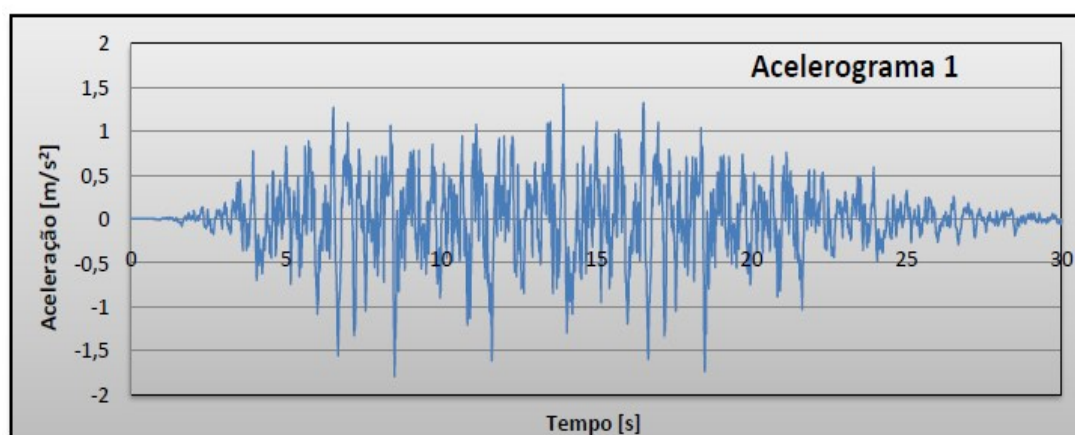


Figura 3.26 – Exemplo de acelerograma (Loureiro, 2008).

- Modelo Espacial para a ação sísmica

A execução da análise sísmica através de modelos espaciais, que também se pode designar por representação com variabilidade espacial, é necessária em estruturas quando não se pode assumir que todos os pontos das mesmas podem ter a mesma excitação. Esses modelos espaciais devem ser consistentes com os espectros de resposta elástica já referidos. No caso das pontes, no EC8 (2009) dispõe de procedimentos para esse tipo de representação sísmica.

3.6.4 – Modelação da estrutura

A EC8 (2009) indica que é suficiente utilizar apenas dois modelos distintos para modelação de estruturas do tipo pontes. Uma modelação deverá ser executada no sentido do eixo do tabuleiro, sentido longitudinal, outra no sentido perpendicular ao eixo do tabuleiro, sentido transversal. A outra análise, ao longo do eixo dos pilares, sentido vertical, a EC8 (2009) indica que pode ser desprezada em zonas em que o seu grau de sismicidade se situe no intervalo de baixa a moderada. Contrariamente, em zonas de sismicidade alta, esse efeito só deve ser contabilizado quando os pilares sofrem grandes esforços de flexão devido às ações do tabuleiro ou quando a estrutura se localiza a menos de 5 km de uma falha tectónica.

3.6.4.1 – Massa

A EC8 (2009) determina que os efeitos da inércia da ação sísmica de cálculo devem ser incluídos na modelação através das massas associadas a todas as forças gravíticas existentes na estrutura. As massas podem ser incluídas no modelo da estrutura concentradas nos nós ou contínuas ao longo das barras (Coelho, 2010). Essas massas devem ser contabilizadas através da combinação:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} * Q_{k,i} \quad (3.25)$$

onde os valores de $\psi_{E,i}$ encontram-se na tabela 3.3

Tabela 3.3 – Valor para o parâmetro $\psi_{E,i}$.

<i>Tipo de Ponte</i>	<i>Parâmetro $\Psi_{2,i}$ [-]</i>
Pontes de Tráfego Normal e Pontes Pedonais	0.0
Pontes Rodoviárias de Tráfego Intenso	0.2
Pontes Ferroviárias de Tráfego Intenso	0.3

3.6.4.2 – Coeficiente de amortecimento viscoso

O valor do coeficiente de amortecimento viscoso, ξ , é importante na simulação da ação sísmica através de espectros de resposta. Esse coeficiente é determinado de acordo com o material da estrutura, por isso para as pontes de betão armado o $\xi = 0.05$ (5%) e para as pontes de betão pré-esforçado o $\xi = 0.02$ (2%). Quando a estrutura é composta por diversos materiais a EC8 (2009) dispõe de uma fórmula para determinar o coeficiente de amortecimento viscoso.

3.6.4.3 – Solo

A energia do sismo é transmitida a estrutura através do solo, no caso das pontes, a ligação ao solo, no geral, é feita por pilares e encontros. É importante dimensionar os pilares tendo em conta a interação solo-estrutura como indicado na EC8 (2009), visto que esse efeito contribuiu em mais de 20% no deslocamento do topo dos pilares (Santos, 2007).

3.6.4.4 – Efeitos de torção

Os efeitos de torção são fenómenos que ocorrem nas estruturas e devem ser acautelados na fase de dimensionamento. Esses efeitos, movimentos de torção segundo o eixo vertical, devem ser contabilizados quando a estrutura tem ângulos de viés superiores a 20° ou para pontes onde o quociente entre a largura do tabuleiro, B , e o comprimento, L , do mesmo seja superior a dois, isto é, $B/L > 2,0$. Em zonas de sismicidade alta deve-se evitar ângulos de viés superiores a 45° (Santos, 2007).

3.6.4.5 – Coeficiente de comportamento

O coeficiente de comportamento, q , já referido no ponto 3.6.3.2, considera-se uma aproximação da razão entre as forças sísmicas que estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento, e as forças sísmicas que poderão ser adotadas em conceção de projeto, optando por um modelo linear convencional.

Na EC8 (2009), esse coeficiente, que se encontra descrito na tabela 3.4, deve traduzir o comportamento dúctil ou de ductilidade limitada que se pretende dar a estrutura, que deve ser definido da forma global para a estrutura. Este comportamento é definido pela relação global de força-deslocamento.

Tabela 3.4 – Valores máximos do coeficiente de comportamento, q.

Type of ductile members	Seismic Behaviour	
	Limited ductile	Ductile
Reinforced concrete piers:		
Vertical piers in bending ($\alpha_s^* \geq 3,0$)	1.5	$3.5 \lambda(\alpha_s)$
Inclined struts in bending	1.2	$2.1 \lambda(\alpha_s)$
Steel Piers:		
Vertical piers in bending	1.5	3.5
Inclined struts in bending	1.2	2.0
Piers with normal bracing	1.5	2.5
Piers with eccentric bracing	-	3.5
Abutments rigidly connected to the deck:		
In general	1.5	1.5
Locked in structures (par. (9), (10))	1.0	1.0
Arches	1.2	2.0
$\alpha_s = L/h$ is the shear ratio of the pier, where L is the distance from the plastic hinge to the point of zero moment and h is the depth of the cross section in the direction of flexure of the plastic hinge. For $\alpha_s \geq 3$ $\lambda(\alpha_s) = 1.0$, and for $3 > \alpha_s \geq 1.0$ $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$		

As “locked in structures”, designado por estrutura “Locked-in”, são caracterizadas pelo seu comportamento horizontal à ação sísmica. As massas nesse tipo de estrutura acompanham o movimento horizontal do solo, não sofrendo assim nenhuma amplificação significativa da aceleração horizontal. Estruturas desse tipo são caracterizadas por terem o período fundamental muito baixo, $T \leq 0,03$ s (Kolias, 2008).

Então, de acordo com a tabela 3.4, usa-se um coeficiente de comportamento $q \geq 1,5$ quando se quer que a estrutura tenha um comportamento dúctil. Quando se pretender obter um comportamento de ductilidade limitada utiliza-se um coeficiente de comportamento $1 \leq q < 1,5$ (Coelho, 2010).

3.6.4.6 – Comportamento sísmico regular e irregular de pontes

Esta distinção, comportamento sísmico regular e irregular de pontes, é baseada no fator de redução da força final exigida, r_i , que, segundo EC8 (2009), determina-se da seguinte maneira:

$$r_i = q \frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd,i}} = q \frac{\text{Momento devido ao sismo}}{\text{Momento resistente da secção}} \quad (3.26)$$

Assim uma ponte apresenta um comportamento regular na direção horizontal quando:

$$\rho = \frac{r_{max}}{r_{min}} \leq \rho_0 \quad (3.27)$$

em que r_{max} e r_{min} é o valor máximo e o valor mínimo, respetivamente, do fator de redução da força final exigida, r_i , e o ρ_0 representa o valor limite definido para garantir que a sequência de cedências ao nível dos membros dúcteis, não cause solicitações excessivamente altas de ductilidade num único membro.

A verificação acima, pode ser dispensada se existir uma contribuição no corte, nos pilares, de menos de 20% da força sísmica de corte total na direção horizontal (Santos, 2007). Isto é, a ponte é classificada logo com comportamento regular. Caso uma ponte seja considerada irregular o coeficiente de comportamento, q , deve ser alterado pelo fator de comportamento reduzido, q_r , que se determina da seguinte maneira:

$$q_r = q \frac{\rho_0}{\rho} \geq 1.0 \quad (3.28)$$

A EC8 (2009) também permite verificar a irregularidade de uma ponte através de análises estáticas não lineares ou através de análises dinâmicas. Estes processos estão descritos na norma europeia.

3.6.5 – Métodos de análise sísmica

Para a análise sísmica a EC8 (2009) possibilita a utilização de metodologias lineares e não lineares. No campo das análises sísmicas lineares, a EC8 (2009), descreve o método do espectro de resposta, que é o mais utilizado, e o método do modo fundamental. No outro campo, as análises não-lineares, compreende os métodos de análise estática e análise dinâmica (Coelho, 2010).

Neste subcapítulo irá se enunciar os métodos de análise sísmica. A sua formulação matemática pode ser consultada na própria norma.

3.6.5.1 – Método do espectro de resposta

O método do espectro de resposta consiste num cálculo elástico da resposta dinâmica de pico de todos os modos da estrutura. Essa resposta é obtida através da combinação estática das contribuições modais máximas.

Então, nesse método, devem ser considerados todos os modos com contribuição significativa. Nas pontes onde a massa total M pode ser considerada pelo somatório de massas modais, M_i , deve-se garantir que nos modos de maior contribuição, a participação da massa $(\sum M_i)_c$, é maior do que 90% da massa M . Mas na participação de todos os modos onde $T \geq 0,033s$ seja menor que 90% da massa total, deve-se garantir a expressão 3.28:

$$\frac{(\sum M_i)_c}{M} \geq 0,7 \quad (3.29)$$

e posteriormente multiplicar os valores finais da ação sísmica por $M/(\sum M_i)_c$ (Coelho, 2010).

3.6.5.2 – Método do modo fundamental

Outro método definido pela EC8 (2009) é o método do modo fundamental, que consiste em obter as forças de inércia através das quais se retiram as forças sísmicas estáticas e equivalentes. De acordo com as características da estrutura da ponte podem ser aplicadas três metodologias diferentes: o modelo do tabuleiro rígido, o modelo do tabuleiro flexível e o modelo do pilar isolado. As descrições dessas metodologias estão descritas na EN 1998-3.

Para se adotar esse método, a estrutura necessita que (Coelho, 2010):

- o seu comportamento se assemelhe a um modelo com um único grau de liberdade;
- na direção transversal, a massa dos pilares não exceda 20% da massa do tabuleiro;
- a posição do seu centro de massa não exceda 5% do comprimento do tabuleiro em relação ao centro de rigidez.

3.6.5.3 – Análise dinâmica não-linear

Como indica o subtítulo, esta análise entra no campo das análises não-lineares, utilizando a metodologia de análise dinâmica, previsto na EC8 (2009), como descrito no ponto 3.6.5. Neste tipo de análises deve-se criar um modelo onde a ação sísmica seja corretamente simulada e os resultados cuidadosamente interpretados para garantir que a modelação executada não seja alvo de grandes erros. Por isso, é aconselhável quando se executar estas análises recorrer a dois programas distintos, para assim detetar melhor a existência de erros de modelação. O modelo elaborado, além de se definir as resistências dos elementos, também deve ter em conta o respetivo comportamento pós-elástico. A utilização de análises desse tipo em estruturas como as pontes permite obter as regiões mais frágeis da estrutura, assim como o desempenho geral. Logo, através desse método, para além de se obter um conhecimento da ductilidade, também se consegue determinar as deficiências que a estrutura tem, quando submetida à ação sísmica. No entanto, trata-se de um método de enorme complexidade, contendo algoritmos complexos, portanto trata-se de um método demoroso (Mayur & Reddy, 2006).

3.6.5.4 – Análise estática não-linear – Análise pushover

A EC8 (2009) também permite a utilização de análises *pushover* para a modelação de uma estrutura sujeita a ação sísmica. Essa análise encontra-se no campo das análises estáticas não-lineares das estruturas sujeitas a forças verticais (no sentido da força gravítica) constantes e submetidas a carregamento horizontal incrementado monotonicamente. Esses carregamentos horizontais são acrescidos até atingir um deslocamento pretendido. A análise *pushover* leva em consideração o comportamento não linear da estrutura, faz a relação entre a resposta global da estrutura com uma estrutura equivalente de um grau de liberdade, traça sequencialmente a cedência e colapso dos elementos e, finalmente, permite uma avaliação adequada do desempenho sísmico para diferentes estados limites.

Os objetivos principais dessa análise são os seguintes (Bento, 2003):

- estimar a sequência e o modelo final de formação de rótulas plásticas;
- estimar a redistribuição das forças que sucedem à formação de rótulas plásticas;
- a avaliação da curva força-deslocamento da estrutura e das exigências em termos de deformação das rótulas plásticas até atingir o deslocamento objetivo.

Na Tabela 3.5, indica-se as principais vantagens da análise referida e as suas limitações.

Vantagens	Limitações
Baseada no controle dos deslocamentos, global ou local	Mais adequada para estruturas baixas e com frequências elevadas
Evita a utilização de um coeficiente de comportamento	Admite que a deformação da estrutura não varia ao longo do tempo
Boa estimativa da resposta sísmica de estruturas que vibram principalmente num modo	Dificuldade de modelar adequadamente os efeitos dos modos de vibração mais elevados
Define a ductilidade e resistência da estrutura e identifica as regiões críticas da estrutura que exigem um dimensionamento mais pormenorizado	Detecta um só mecanismo local que se pode formar e não outras zonas de potencial fragilidade que podem resultar das alterações das características dinâmicas da estrutura

Tabela 3.5 – Vantagens e limitações da análise *pushover* (Santos, 2007).

3.7 Caso de Estudo – Ponte de Lanheses sobre o Rio Lima

Após o reconhecimento das principais metodologias de análise sísmica em pontes de betão armado, vai-se aplicar algumas dessas metodologias à Ponte de Lanheses sobre o Rio Lima. Neste ponto o estudo centra-se na análise da resposta sísmica dos vários modelos que se irá elaborar da Ponte de Lanheses sobre o Rio Lima recorrendo ao *software* SAP2000. O objetivo desse estudo é perceber de que forma o comportamento da ponte se altera de acordo com alteração dos elementos que a descrevem no programa (de elementos barra para elementos de casca) e com a alteração do seu esquema estrutural, nomeadamente, a ligação do apoio sul.

A ponte em estudo será discretizada recorrendo aos elementos de barra e elementos de casca, considerando um comportamento não linear conforme indicado em 3.5.3.

Ao conjunto de modelos executados será aplicada uma análise dinâmica não linear de um acelerograma criado a partir de um espectro de resposta de tipo 2 da EC8 (2009). Esse espectro de resposta foi criado de acordo com as características da ponte e da sua localização. Logo, foi criado um espectro de resposta com uma aceleração de $0,8 \text{ m/s}^2$ (zona sísmica 2.5, Viana do Castelo), considerando um amortecimento de 5%, solo tipo C e um coeficiente de comportamento de 1,5. Também se criou outro acelerograma com as mesmas características, unicamente se alterou a zona sísmica para 2.3 que tem uma aceleração de $1,7 \text{ m/s}^2$.

3.7.1 – Caracterização da análise dinâmica não linear

Como já foi indicado, o tipo de análise que se vai executar ao conjunto de modelos será de carácter dinâmico e considerando a não-linearidade através de modelos com rótulas plásticas ou através de modelos baseado em elementos de casca.

A resposta da estrutura, dada pela análise dinâmica não linear, exposta a um conjunto de acelerações que varia ao longo do tempo (acelerograma) é obtida através da integração numérica de equações diferenciais relativas ao movimento sísmico. O programa de cálculo SAP2000 permite dois métodos distintos, os quais em circunstâncias ideais, no domínio do comportamento elástico linear, resultam na mesma solução. O primeiro método consiste na sobreposição modal designado por FNA (*Fast Nonlinear Analysis*) que se destina a estruturas em que o comportamento não linear está concentrado em um ou dois graus de liberdade, isto é, permanecem em toda a análise em regime elástico linear. O outro método, designado por *Nonlinear Direct Integration History*, baseia-se na integração das equações de movimento, permitindo a utilização de um número ilimitado de elementos não lineares (Pereira, 2009). Neste trabalho vai se utilizar o segundo método de forma a contabilizar todos elementos não lineares da estrutura em estudo.

O *Nonlinear Direct Integration History*, baseia-se num processo de integração de equações, logo, é necessário definir-se o método de integração a adotar. Neste trabalho optou-se pelo método de integração direta implícita de Newmark (Lapa, 1987), com os parâmetros de convergência γ e β com os valores 0,5 e 0,25, respetivamente. De forma a obter resultados mais fiáveis, definiu-se que a análise devia ter no máximo um passo de tempo de 0,025 segundos, que é metade do passo de tempo que se definiu para a saída dos resultados da análise.

Outro aspeto importante a definir é o amortecimento, ξ , a utilizar na resposta sísmica da nossa estrutura. Em muitos casos recomenda-se a utilização de um valor de 5%, para as estruturas de betão armado. Neste trabalho vai-se optar por um valor de amortecimento de 2%, segundo Wilson (2002), porque durante a análise, o amortecimento proporcional à massa pode ser sobrestimando de forma irrealista devido ao uso de excitações baseadas no deslocamento. Quando se executa a análise esta é aplicada, ao longo de todo o modelo, uma aceleração. De acordo com o sistema estrutural, os nós ligados ao solo estão fixos e os deslocamentos nas massas dos nós são deslocamentos relativos. Então quando são aplicados deslocamentos nos apoios da estrutura, os deslocamentos nos nós passarão a ser considerados como deslocamentos absolutos. Por consequência, como as forças de amortecimento são proporcionais à velocidade absoluta, o programa introduz erros ao amortecimento aumentando-o (Araújo, 2011).

3.7.2 – Conceção do acelerograma

Para a criação do acelerograma recorreu-se ao programa da Seismosoft designado por SeismoArtif (2013). Este programa consegue gerar vários tipos de acelerogramas de sismos artificiais gerados a partir de um espectro de resposta específico, utilizando diferentes métodos de cálculo. Para este trabalho gerou-se os acelerogramas através do método Synthetic Accelerogram Generation & Adjustment que é baseado em Halldorsson & Papageorgiou (2005). O acelerograma artificial é definido através de um sintético, compatível com o espectro de resposta e adaptando o seu conteúdo de frequência utilizando o método de transformação de Fourier.

Para a criação do acelerograma artificial é necessário definir a envolvente, isto é, definir como a intensidade do acelerograma artificial irá progredir ao longo da sua duração. Para este capítulo utilizou-se a envolvente Saragoni & Hart (1974). A figura 3.27 ilustra-se o acelerograma criado com uma duração de 20 segundos, com um tempo de aumento de intensidade de 4 segundos e posteriormente 16 segundos a decrecer a intensidade.

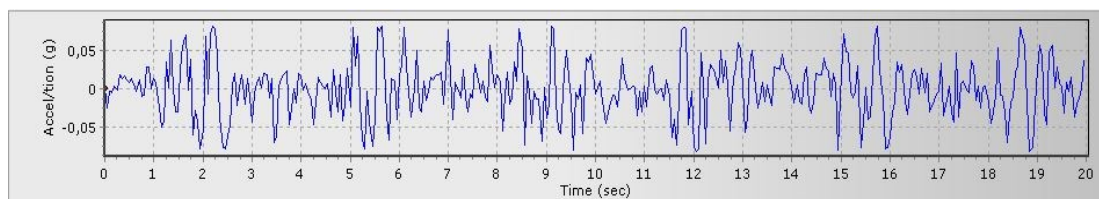


Figura 3.27– Acelerograma criado a partir do espectro de resposta Tipo 2, da Zona Sísmica 2,5.

Na figura 3.28 está representada a cor azul o espectro de resposta do acelerograma artificial criado. Por outro lado, a cor vermelha e a traço contínuo está representado o espectro de resposta Tipo 2 referente a Zona Sísmica 2.5, no meio de duas linhas e a tracejado que se indicam a tolerância de convergência definida para a criação do respetivo espectro. Nesse trabalho deixou-se estar o valor por defeito do programa, 0.1, como tolerância.

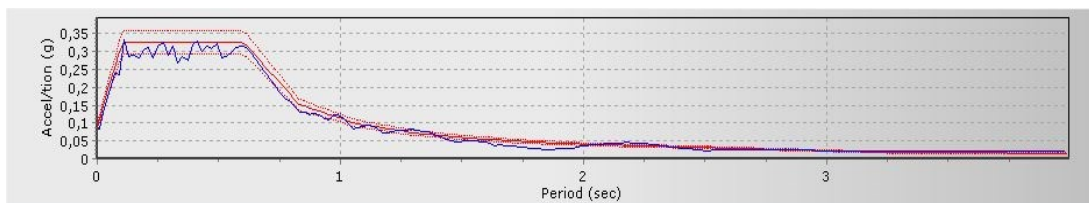


Figura 3.28– Espectro de resposta do acelerograma sobreposto com o espectro de resposta Tipo 2, da Zona Sísmica 2,5.

3.7.3 – Caracterização da estrutura

A estrutura em estudo, figura 3.29, a Ponte de Lanheses sobre o Rio Lima, é uma ponte com 1218 metros de desenvolvimento entre eixos nos apoios dos encontros. O seu tabuleiro é constituído por uma laje vigada de inércia variável pré-esforçada no sentido longitudinal e transversal (COBA, 2005). Esta ponte foi concluída em 1988 e foi projetada pelo engenheiro Edgar Cardoso.

O tabuleiro da ponte, figura 3.32, tem a largura de 11,50 metros que corresponde a uma faixa de rodagem com dois sentidos de 9,00 metros e com dois passeios sobrelevados com 1,25 metros incluindo a viga de bordadura (COBA, 2005).

A estrutura do tabuleiro encontra-se fixa no encontro sul, dilatando livremente na direção longitudinal sobre os diferentes pilares e o encontro móvel que se situa a norte (COBA, 2005).

Os pilares, figura 3.30, são laminares de secção losangular, esbeltos e arredondados nas extremidades. A altura dos pilares varia entre os 3,71 m até aos 7,13 m. Devido a sua esbelteza e a sua ligação ao pilar, a ponte tinha um funcionamento pendular. Com a intervenção de reabilitação e reforço realizada em 2005/2006 encastrou-se a base do pilar retirando o coroamento e na ligação tabuleiro ao pilar a instalação rolamentos (*bearing device*), figura 3.31, que permite a dilatação do tabuleiro sem a rotação dos pilares (COBA, 2005).



Figura 3.29– Vista nascente.



Figura 3.30- Pilar.



Figura 3.31– Aparelho de apoio (*bearing device*).



Figura 3.32– Vista transversal do tabuleiro.

Esta ponte é constituída por 41 vãos de 30 metros, exceto os vãos de ligação aos encontros que tem um vão de 24 metros.

Por fim, é importante referir que esta ponte insere-se no plano nacional rodoviário no grupo das estradas nacionais e dá continuidade a estrada nacional 305.

3.7.4 – Discretização da estrutura

Antes de proceder a discretização da ponte em vários modelos vai-se referir algumas simplificações que se irão realizar ao construir os modelos.

No caso dos encontros vão ser simplificados a apoios simples ou duplos, não assumindo qualquer amortecimento ou dissipação de energia por parte deles. O tabuleiro, para ambos modelos (casca ou barra) vai-se assumir sempre comportamento elástico. Na base dos pilares vai-se assumir um encastramento perfeito evitando discretizar o solo e a interação que tem com as estacas que apoiam as sapatas dos pilares.

Como foi referido antes, esta ponte pertence a estrada nacional 305 e por isso classificou-se segundo a norma europeia como Classe I. Logo, não será necessário considerar as sobrecargas (veículos e pessoas) para a análise sísmica que se ira realizar, apenas vai considerar-se os pesos próprios dos pilares, laje vigada do tabuleiro, passeios, faixa de rodagem e guardas. Todas essas cargas serão aplicadas por metro linear ou por área, conforme se trate modelo de barra ou casca, e durante a análise sísmica serão transformadas automaticamente em massas. No caso dos pilares, em ambos modelos, aplicou-se uma carga pontual no topo do pilar de forma a considerar 75% do peso. Essa consideração foi efetuada no pilar porque em análises dinâmicas só cerca de 75% da altura do pilar, a contar desde a ligação com o tabuleiro, é que consegue mobilizar massa para a respetiva análise.

Nos modelos de elementos de barra discretizou-se os pilares com elementos de barra, com um comprimento máximo de um metro. No caso do tabuleiro, como é de inércia variável, discretizou-se cada vão com 9 elementos de barra, atingindo no máximo quatro metros de comprimento figura 3.33. Nos elementos de casca aproveitou-se a discretização longitudinal do tabuleiro nos modelos de elemento de barra e no sentido transversal discretizou-se em 10 elementos de forma a coincidir os nós que delimitam as cascas com os aparelhos de apoio. Os pilares foram discretizados em cascas de 1 m de altura por 0.60 m de largura, por se tratar de um elemento que se vai considerar o seu comportamento não linear, figura 3.34.

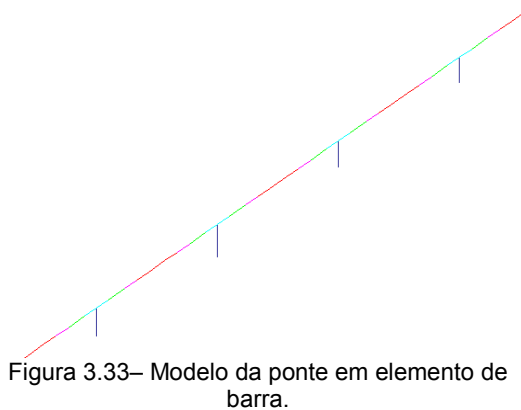


Figura 3.33– Modelo da ponte em elemento de barra.

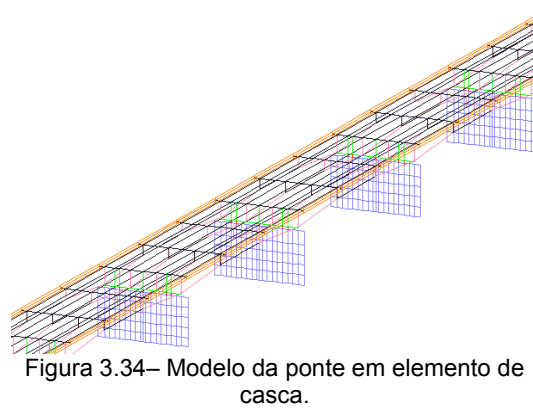


Figura 3.34– Modelo da ponte em elemento de casca.

Por fim, nos modelos em que se descretizou-se o pilar por elementos de barra, desprezou-se a existência dos rolamentos, unindo esse elemento ao tabuleiro através de um nó. No outro caso, elementos de casca, simulou-se os 5 rolamentos através de barras infinitamente rígidas.

3.7.4.1 – Discretização das secções

Essa discretização é necessária para os modelos de elementos de barra, visto que para esse elemento é necessário definir uma secção para a barra. No caso dos pilares, como se vai considerar um comportamento não linear, será ainda necessário definir as respectivas curvas de momento-curvatura (M-C).

Um aspeto importante a definir nas secções de betão armado é o confinamento do betão.

Como foi referido em 3.5.3.2, no SAP2000, para contabilizar o fenómeno do confinamento da secção, é necessário apenas introduzir as características da secção e respectivas armaduras.

Na figura 3.35 demonstra-se a influência do confinamento nas propriedades da secção.

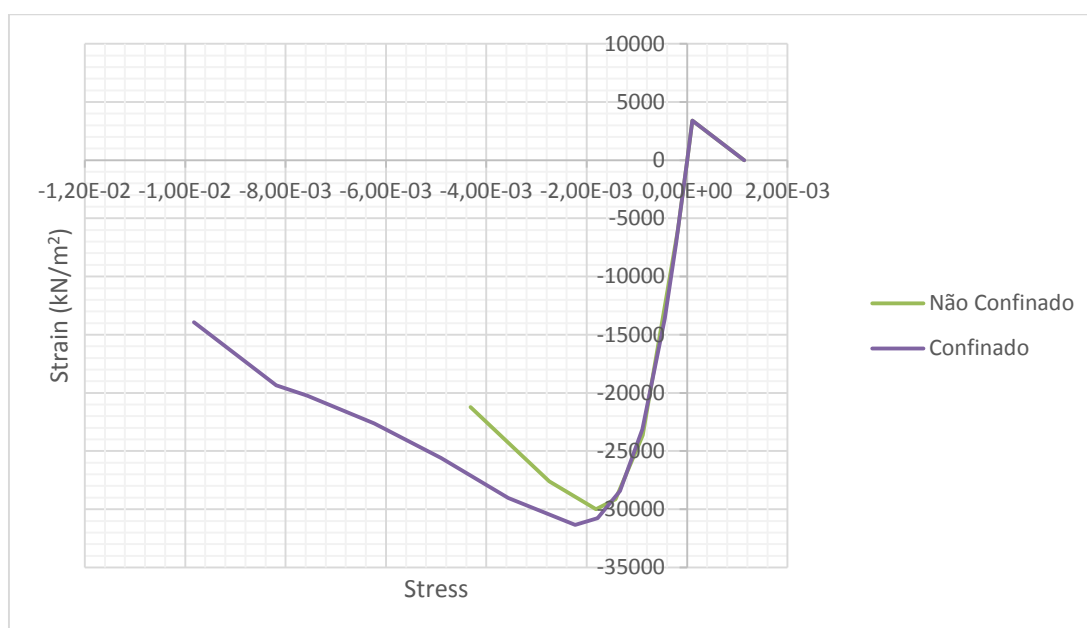


Figura 3.35– Influência do confinamento.

A ponte foi concebida e construída com betão da classe C30/37 e aço da classe S400. A secção dos pilares dispõe de uma armadura longitudinal de $\Phi 12$ com afastamento 0,20 cm e de uma armadura transversal de $\Phi 8$ com afastamento de 0,20 cm.

Como foi referido, as secções dos pilares adotam uma forma losangular, figura 3.38, enquanto a secção do tabuleiro é de geometria variável ao longo do seu desenvolvimento longitudinal, figuras 3.36 e 3.37.

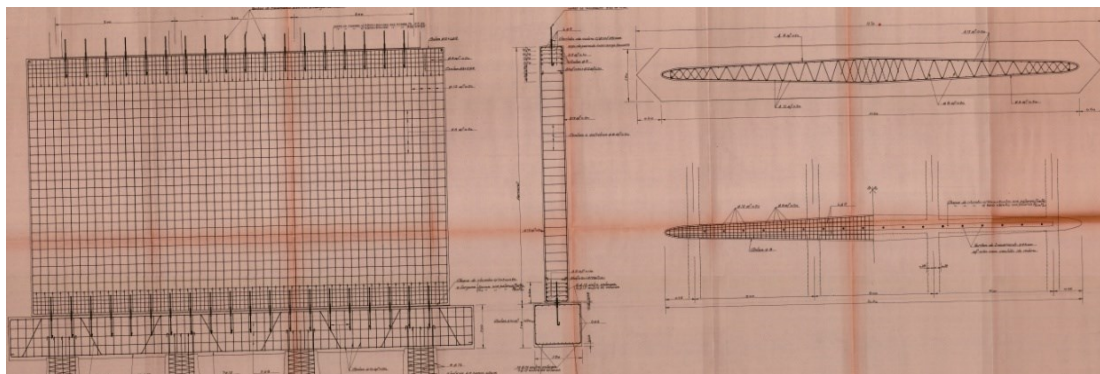


Figura 3.36– Seção do pilar com esquema de armaduras.

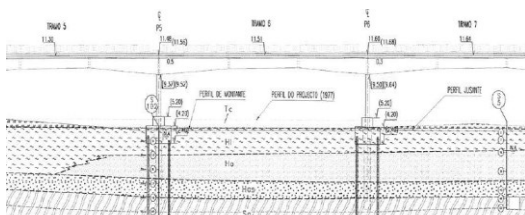


Figura 3.37– Vista de um pórtico.

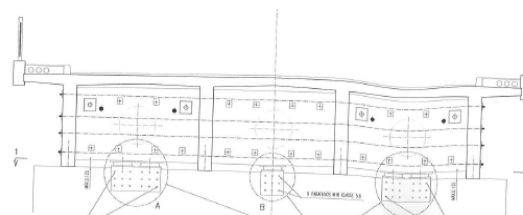


Figura 3.38– Seção do tabuleiro na ligação com o pilar.

Para utilizar os programas SAP2000 e Seismostruct será necessário fazer uma aproximação das secções existentes para secções mais regulares, como secções retangulares no caso dos pilares e vigas em T no caso do tabuleiro.

No tabuleiro, como se pode observar na figura 3.37, as vigas onde apoiam a laje do tabuleiro variam de secção nos primeiros 10 m e nos últimos 10 metros, de cada pórtico, no sentido longitudinal. Por conseguinte, como se vai discretizar os pórticos com 9 elementos de barra, a meio de cada barra foi-se determinar a secção que tinha o tabuleiro e simplificou-se para uma viga em T. Esta simplificação obedeceu a regras conforme a direção da análise que se vai efetuar. Isto é, para as análises no sentido tabuleiro, criou-se uma viga em T, para que a sua área final fosse igual a secção original. Por outro lado, nas análises perpendiculares ao tabuleiro, a viga em T criada obteve o mesmo valor da maior inércia da secção original. Este último critério também foi adotado para o pilar, mas nas análises longitudinais, a secção retangular foi criada tendo em conta a valor da menor inércia da secção original.

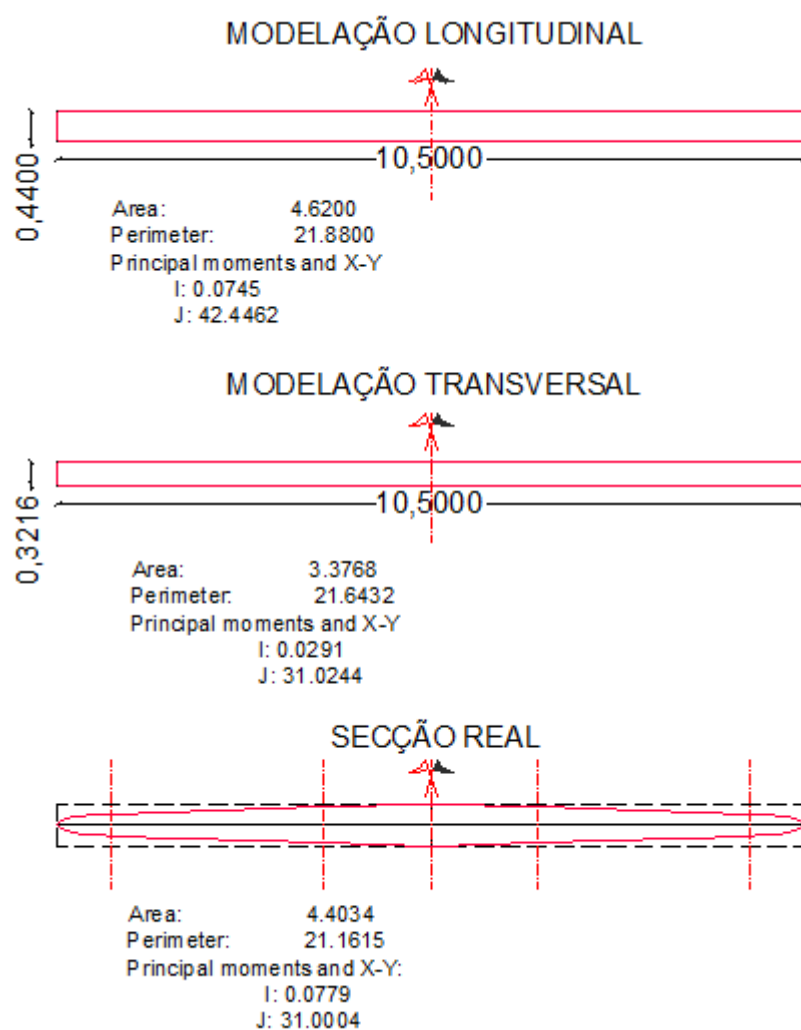


Figura 3.39– Simplificação da secção do pilar.

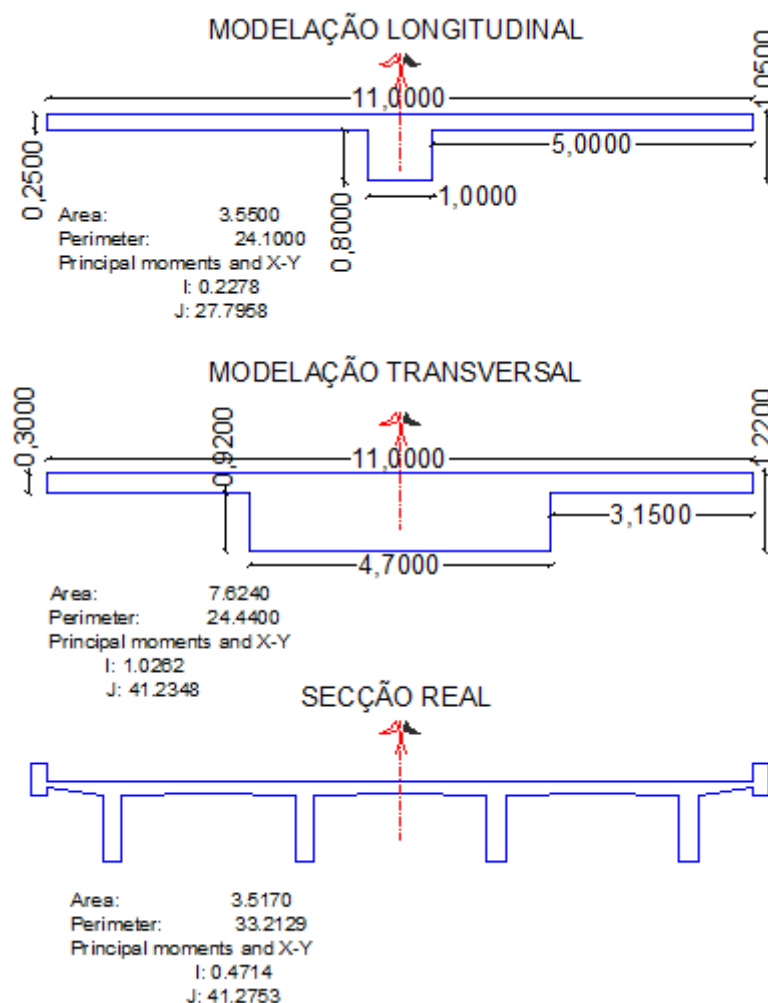


Figura 3.40– Simplificação de uma das secções do tabuleiro.

Como já foi indicado, a não linearidade nos pilares será representada através das rótulas plásticas. Para definir esse elemento é necessário definir as curvas M-C da secção do pilar no sentido transversal e longitudinal. Posteriormente será necessário adaptar essas curvas conforme descrito em 3.5.3.1. Através de uma aplicação dentro do SAP2000, *section designer*, criou-se a secção transversal e longitudinal (figura 3.39). Depois com o recurso ao método de fibras determinou-se as curvas M-C. Nas figuras 3.41 e 3.42 mostram as curvas M-C com a sobreposição dos descritos em 3.5.3.1 necessários para definir as rótulas plásticas no SAP2000.

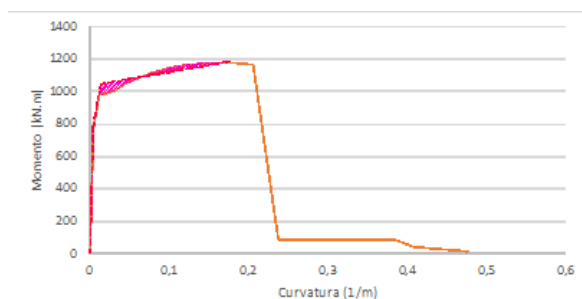


Figura 3.41– Curva M-C da seção no sentido longitudinal.

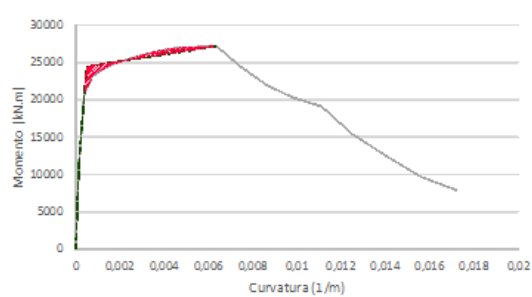


Figura 3.42 – Curva M-C da seção no sentido transversal.

As áreas definidas com a cor magenta têm o mesmo valor de forma a igualar a energia dissipada. Os pontos necessários para definir as rótulas plásticas no SAP2000 estão na tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Pontos da definição da lei M-C do SAP2000.

Secção	Ponto	Curvatura Plástica (1/m)	Momento Flector (kN.m)
Secção Transversal	A	0	0
	B	0	11330
	C	0,000487	24507
	D	0,006353	27167
	E	0,01	27167
Secção Longitudinal	A	0	0
	B	0	774,2
	C	0,0129	1050,9
	D	0,1754	1179,8
	E	0,25	1179,8

3.7.5 – Caracterização dos modelos

Para perceber o comportamento da ponte utilizando os elementos de barra e casca criaram-se 6 modelos, tabela 3.7, variando os elementos que os compõe e a condição de apoio no encontro sul. Esses modelos contemplam análises no sentido do tabuleiro e no sentido perpendicular ao tabuleiro.

Tabela 3.7 – Descrição dos modelos.

Modelo	Descrição
M.T.B.1	Modelo para analisar no sentido perpendicular ao tabuleiro, recorrendo a elementos de barra;
M.L.B.2	Modelo para analisar no sentido longitudinal, recorrendo a elementos de barra;
M.T.B.3	Modelo para analisar no sentido perpendicular ao tabuleiro, recorrendo a elementos de barra, libertando o apoio sul;
M.L.B.4	Modelo para analisar no sentido longitudinal, recorrendo a elementos de barra, libertando o apoio sul;
M.T.C.5	Modelo para analisar no sentido perpendicular ao tabuleiro, recorrendo a elementos de casca;
M.L.C.6	Modelo para analisar no sentido longitudinal ao tabuleiro, recorrendo a elementos de casca;

3.7.5.1 – Validação dos modelos

Antes de se proceder às análises dinâmicas não lineares irá se realizar análises modais, em dois programas diferentes, aos modelos M.T.B.1 e M.L.B.2 com a finalidade de calibrar os modelos, permitindo controlar a rigidez e massa global de cada sistema. Nas figuras 3.43 e 3.44 ilustram as análises modais longitudinais e transversais, respetivamente.

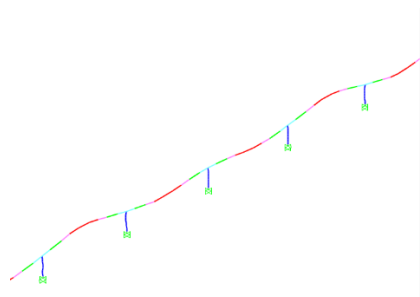


Figura 3.43– Vista parcial da ponte do modo longitudinal.

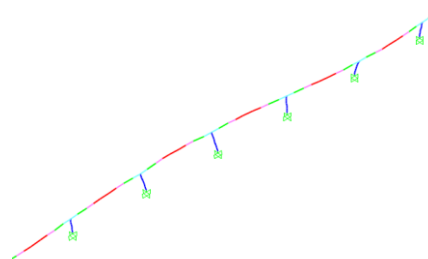


Figura 3.44– Vista parcial da ponte do modo transversal.

Recorreram-se ao programa SAP2000 e Seismostruct para realizar as respetivas análises modais. Na tabela 3.8 encontra-se o resumo dos valores dos períodos para cada direção de análise.

Tabela 3.8 – Resumos dos períodos de modos de vibração nas duas direções.

MODELOS	M.T.B.1		M.L.B.2	
	Período (s)	Período (s)	Período (s)	Período (s)
SAP2000	0,0384	0,0551	0,480	0,430
SeismoStruct	0,0382	0,0552	0,488	0,432

Como se pode observar os períodos obtidos são bastantes semelhantes o que significa que os esquemas estruturais elaborados encontram-se bem concebidos.

3.7.6 – Influência do comprimento da rótula plástica

De acordo com o trabalho desenvolvido por Delgado (2009), inicialmente ira-se reutilizar a abordagem da influência do comprimento da rótula plástica, quando a ponte esteja a ser solicitada pela ação sísmica. Essa análise, será efetuada em ambos os sentidos, transversal e longitudinal, e o comprimento da rótula plástica determinado através das expressões 3.17 (LP1), 3.18 (LP2) e 3.19 (LP3).

A expressão 3.17, que traduz o comprimento de rótula plástica em metade da altura útil, na análise transversal supera a altura do pilar, devido às dimensões da secção. Como se trata de um trabalho académico essa incoerência irá manter-se para analisar a consequência que traz para as análises da influência do comprimento da rótula plástica. O mesmo se reconhece nas restantes análises transversais que recorrem ao elemento barra para definir o pilar. Como se está a analisar um pilar tipo parede, no sentido da maior inércia, torna-se pouco provável que o pilar sofra de fenómenos de flexão e comportar-se como uma barra, quando se realizam modelações deste género. O objetivo principal que se pretende atingir com estas modelações, que partem do princípio que não correspondem ao comportamento previsto quando a estrutura se encontra sujeita à ação sísmica, é realçar a importância da correspondência que se deve fazer na discretização da estrutura entre as secções reais com as solicitações que irão estar sujeitas.

As análises serão feitas com os modelos M.T.B.1 e M.L.B.2 e serão analisados os resultados dos momentos nas rótulas plásticas, deslocamentos no topo de dois pilares e respetivos diagramas momentos-curvaturas dos dois pilares selecionados.

3.7.6.1 – Análise transversal

Como referido anteriormente, a ponte será sujeita a uma análise dinâmica não linear e a ação sísmica será caracterizada por um acelerograma criado a partir do espectro do EC8, como foi descrito neste capítulo. A análise transversal é caracterizada por mobilizar a maior dimensão da secção transversal. O primeiro parâmetro a ser analisado são os momentos nas rótulas plásticas como indica a figura 3.45.

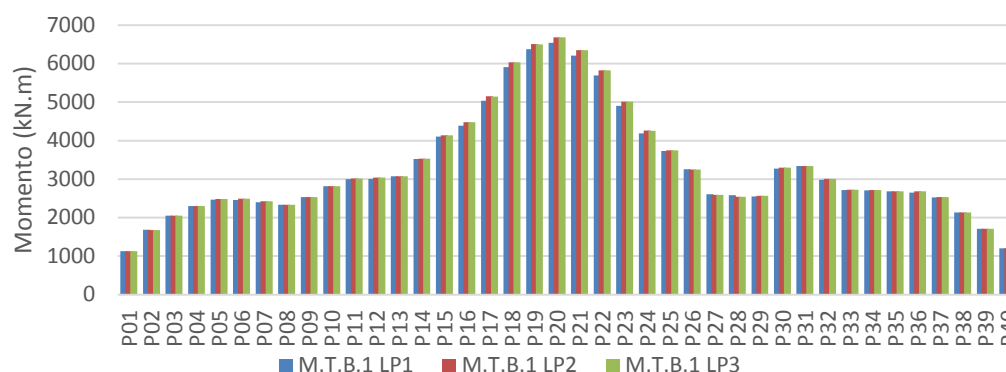


Figura 3.45– Momentos nas rótulas plásticas M.T.B.1, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo

A resposta sísmica nas rótulas plásticas, é bastante semelhante para os diferentes comprimentos de rótulas plásticas. No entanto, existe uma ligeira variação dos valores quando se analisa os valores máximos. Através deste gráfico, figura 3.45, selecionou-se o pilar P20 e P36, para analisar em pormenor deslocamentos e diagramas momentos-curvatura. Considerou-se o P20 por ser pilar com maior momento que se encontra no leito do rio e o P36 por ser o pilar com maior momento mais próximo do apoio norte. Nas figuras 3.46 e 3.47, encontram-se descritas as respostas sísmicas dos deslocamentos no topo dos pilares P20 e P36 respetivamente.

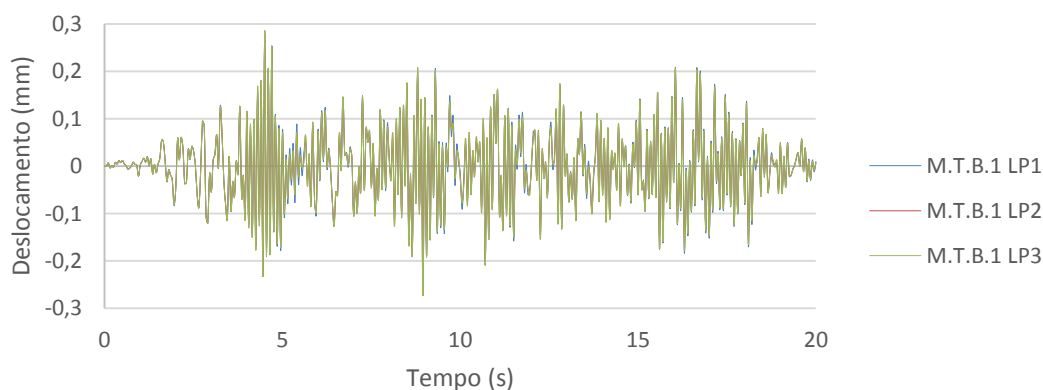


Figura 3.46– Deslocamentos no topo P20 do M.T.B.1, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.

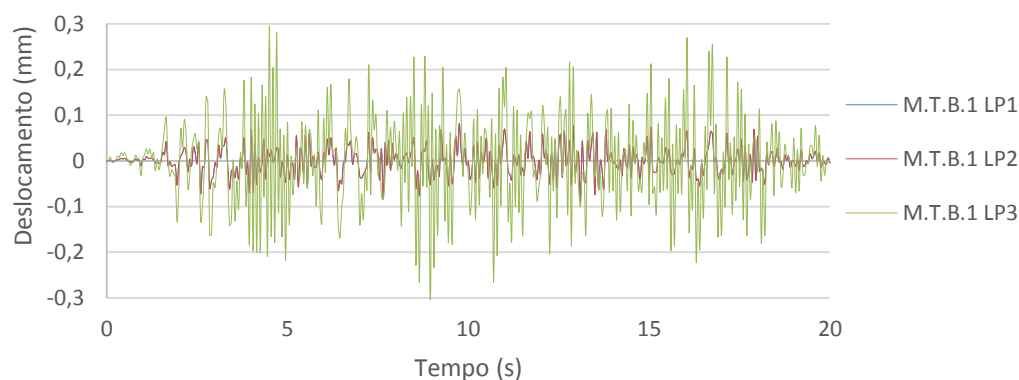


Figura 3.47– Deslocamentos no topo P36 do M.T.B.1, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.

No seguimento da análise efetuada para os momentos na base dos pilares, os deslocamentos seguem o mesmo comportamento. Ao longo do tempo os valores são semelhantes em ambos os modelos, havendo pequenas diferenças quando se analisa os valores máximos.

Nas próximas figuras, 3.48 e 3.49, apresenta-se a relação momento-curvatura das rótulas plásticas para os pilares em estudo.

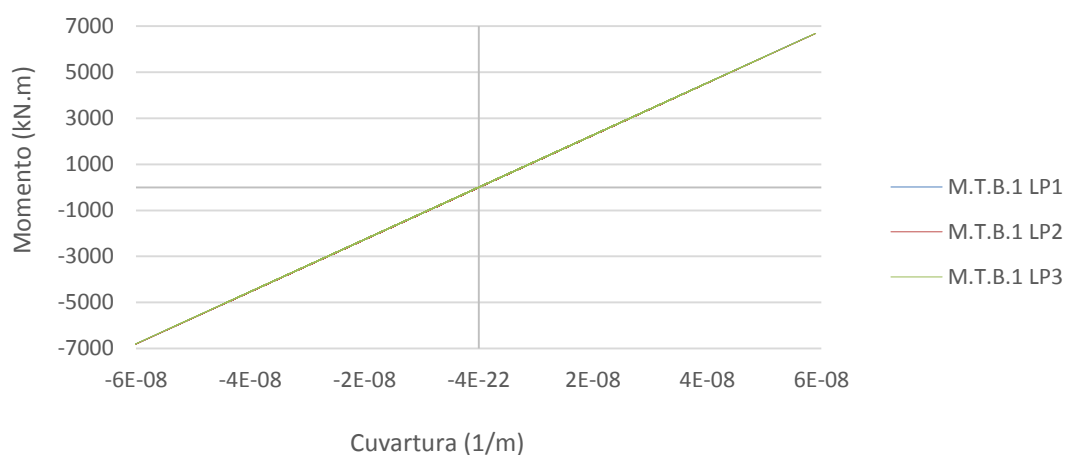


Figura 3.48 – Diagrama momento-curvatura P20 do M.T.B.1, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.

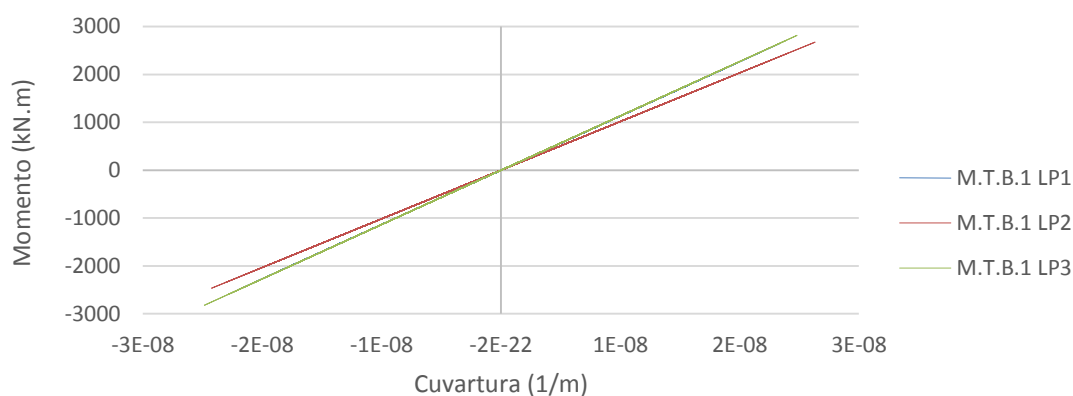


Figura 3.49 – Diagrama momento-curvatura P36 do M.T.B.1, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.

Devido a intensidade sísmica ser muito baixa os diagramas momentos-curvatura são lineares, isto é, não houve esforço suficiente para “ativar” as propriedades não lineares da secção.

3.7.6.2 – Análise longitudinal

Após concluído o estudo no sentido perpendicular ao tabuleiro, vai-se efetuar o mesmo procedimento para o sentido longitudinal. Seguindo a metodologia utilizada em 3.7.6.1 apresenta-se na figura 3.50 os momentos nas rótulas plásticas.

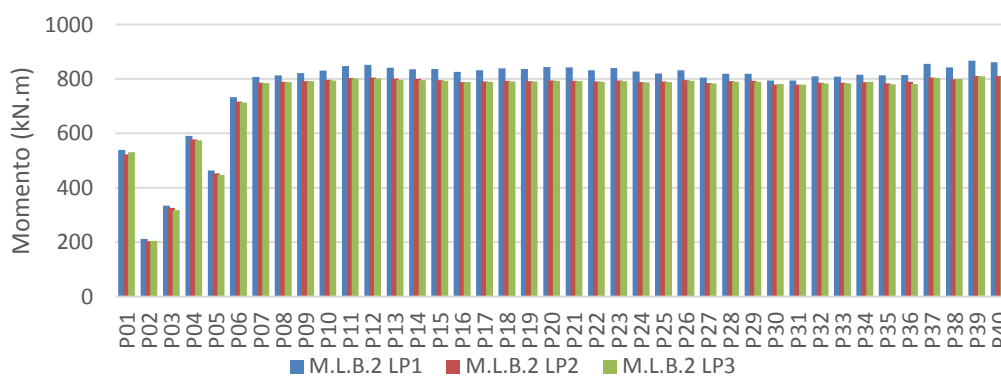


Figura 3.50 – Momentos nas rótulas plásticas M.L.B.2, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo

Na direção longitudinal o comprimento de rótula plástica de LP2 e LP3 são maiores que o dobro do comprimento de rótula plástica de LP1. Apesar dessa diferença, os valores de momento são bastantes semelhantes. O mesmo se pode concluir quando analisamos os deslocamentos nos topos dos pilares P29 e P20 como indicam as figuras 3.51 e 3.52. A escolha desses pilares obedeceu ao critério indicado no em 3.7.6.1.

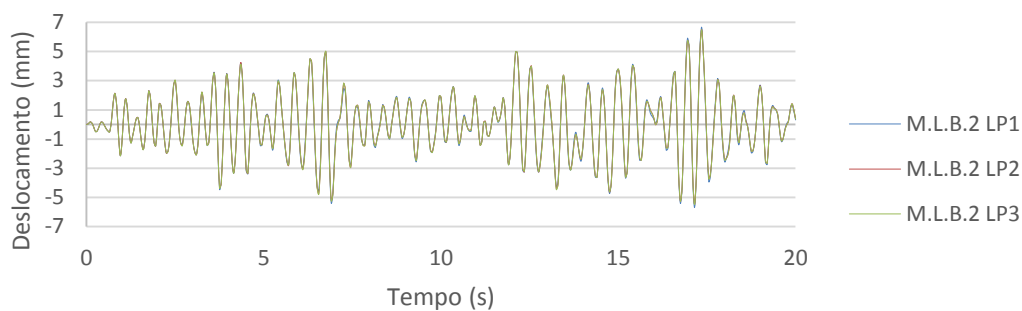


Figura 3.51 – Deslocamentos no topo P20 do M.L.B.2, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.

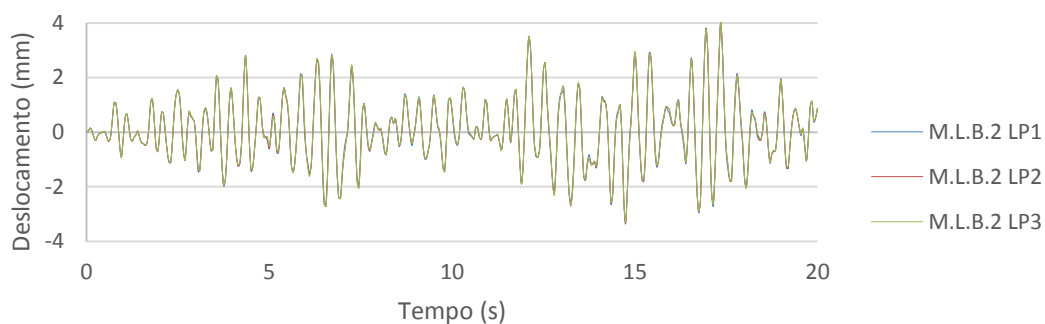


Figura 3.52 – Deslocamentos no topo P29 do M.L.B.2, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.

Nas próximas figuras, 3.53 e 3.54, ilustram-se os diagramas momentos-curvaturas dos pilares P20 e P29 respectivamente.

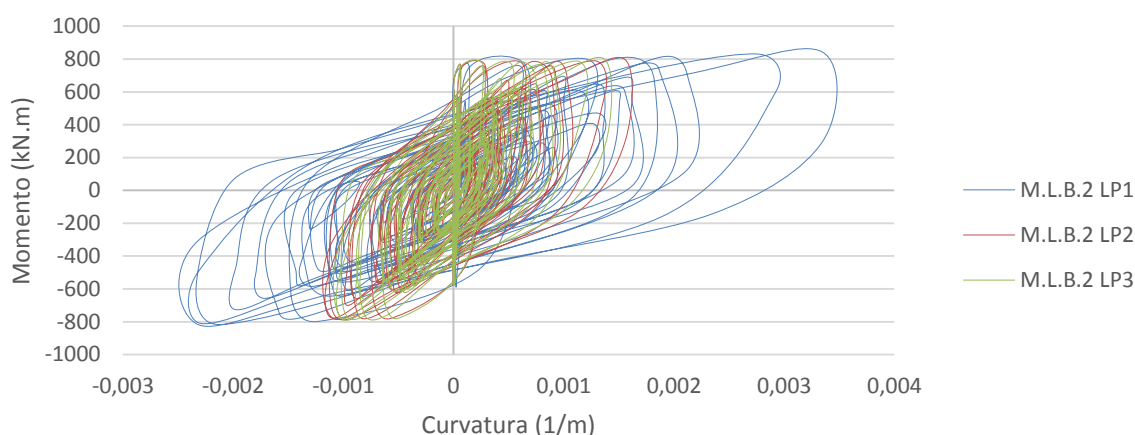


Figura 3.53 – Diagrama momento-curvatura P20 do M.L.B.1, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.

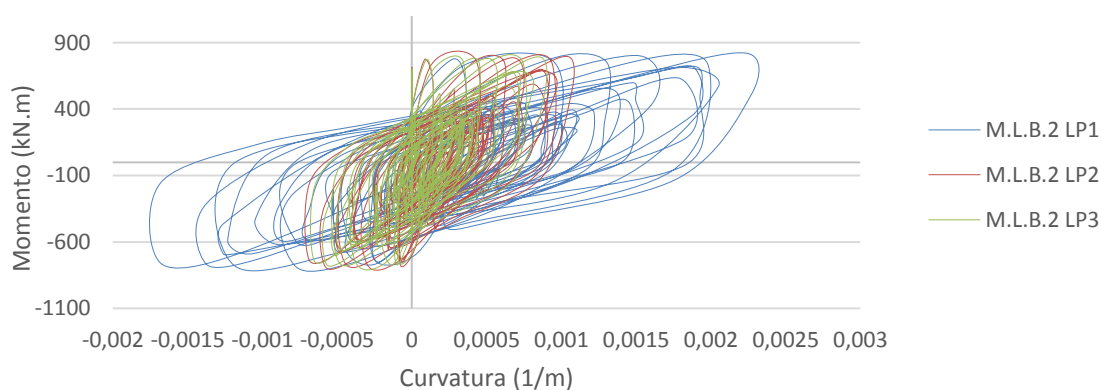


Figura 3.54 – Diagrama momento-curvatura P29 do M.T.B.1, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.

Os diagramas momento-curvatura para ambos modelos apresentam momentos máximos bastantes semelhantes, mas o modelo LP1 apresenta curvaturas plásticas diferentes. Isto é, conforme se diminuiu o comprimento de rótula plástica aumentam as curvaturas plásticas na secção. Em suma, as conclusões enunciadas por Delgado (2009).

3.7.7 – Influência da ligação do apoio sul

A ponte encontra-se simplesmente apoiada no encontro norte mas duplamente apoiada no encontro sul. Este esquema estrutural, leva que maior parte dos esforços, sejam encaminhados para aquele apoio em comparação com os pilares. Nas modelações M.T.B.3 e M.L.B.4 vai-se alterar o apoio sul para simplesmente apoiado e analisar que consequências trazem para a estrutura, nomeadamente para os pilares.

Nesta fase optou-se por modelar unicamente com o comprimento de rótula plástica LP3 que garante resultado bastante fidedigno para ambas direções.

3.7.7.1 – Análise transversal

Na análise transversal, vai-se recorrer à intensidade sísmica do concelho de Lisboa, de forma a explorar melhor as propriedades não lineares do modelo. Seguindo a metodologia do ponto anterior apresenta-se na figura 3.55 a resposta sísmica na base dos pilares em comparação com o modelo M.T.B.1 LP3.

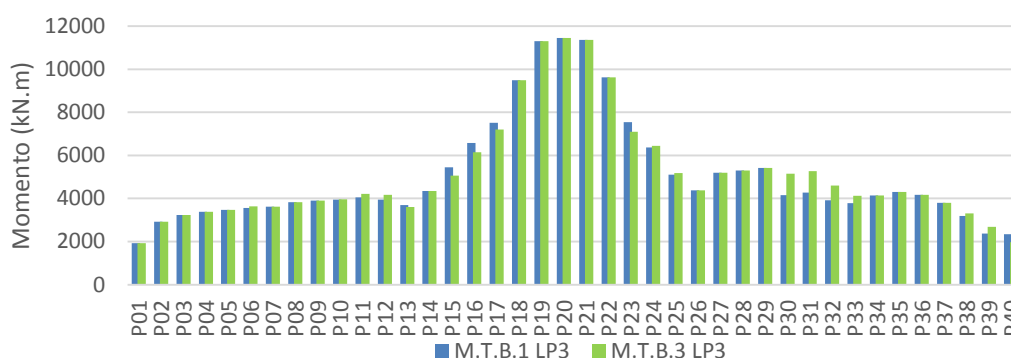


Figura 3.55 – Comparação dos momentos nas rótulas plásticas entre M.T.B.1 LP3 e M.T.B.3 LP3, para um sismo Tipo 2 em Lisboa.

Observando a figura 3.56, pode-se concluir que, permitir deslocamentos ao longo do tabuleiro no encontro sul, pouco afeta na resposta sísmica da estrutura. Existe em alguns pilares uma ligeira diferença, mas na generalidade dos pilares os valores de momento são semelhantes para ambos modelos.

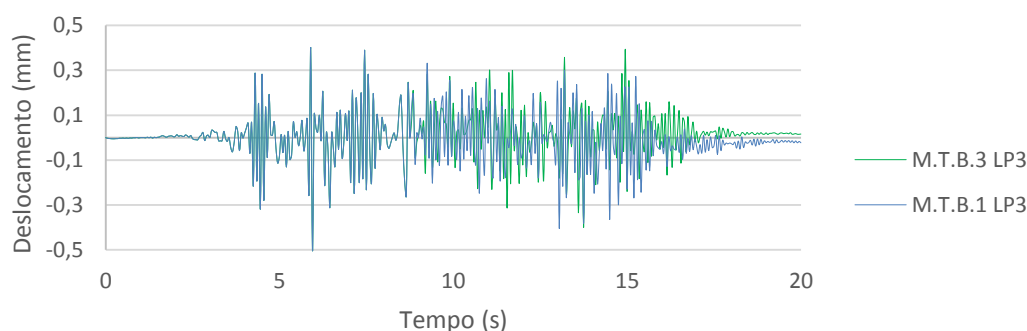


Figura 3.56 – Comparação dos deslocamentos no topo P20 M.T.B.1 LP3 e M.T.B.3 LP3, para um sismo Tipo 2 em Lisboa.

3.7.7.2 – Análise longitudinal

Para esta análise recorreu-se, uma vez mais, à intensidade sísmica do concelho de Viana do Castelo. Conforme a análise transversal, neste ponto vai-se utilizar modelos com o comprimento de rótula plástica LP3. Na próxima figura, 3.57, encontra-se uma comparação de momentos nas rótulas plásticas, entre os modelos M.L.B.2 LP3 e M.L.B.4 LP3, após serem submetidos a um acelerograma já indicado nesse trabalho.

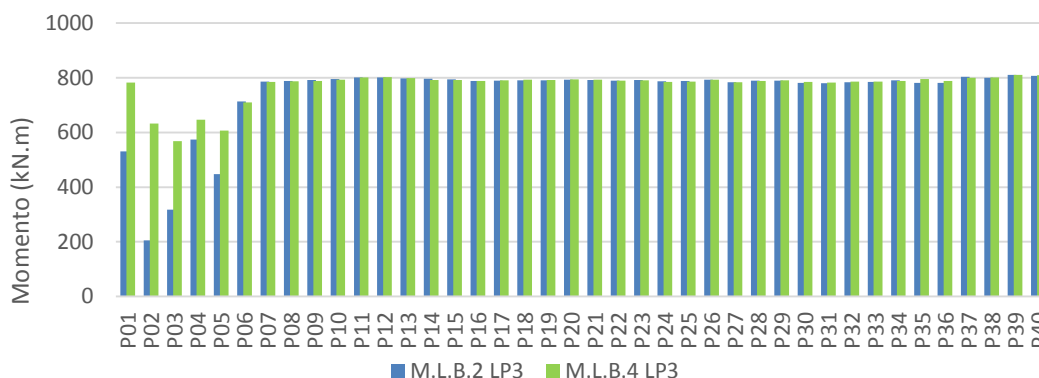


Figura 3.57 – Comparação dos momentos nas rótulas plásticas entre M.L.B.2 LP3 e M.L.B.4 LP3, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.

Ao permitir translações ao longo do tabuleiro no encontro sul os pilares mais próximos tiveram um acréscimo considerável de esforços. Nos restantes pilares, os valores de momentos são semelhantes. De forma a compreender melhor o aumento de esforço nos pilares mais próximos do encontro sul, na figura 3.58, compara-se a resposta sísmica do pilar P05 dos modelos em estudo.

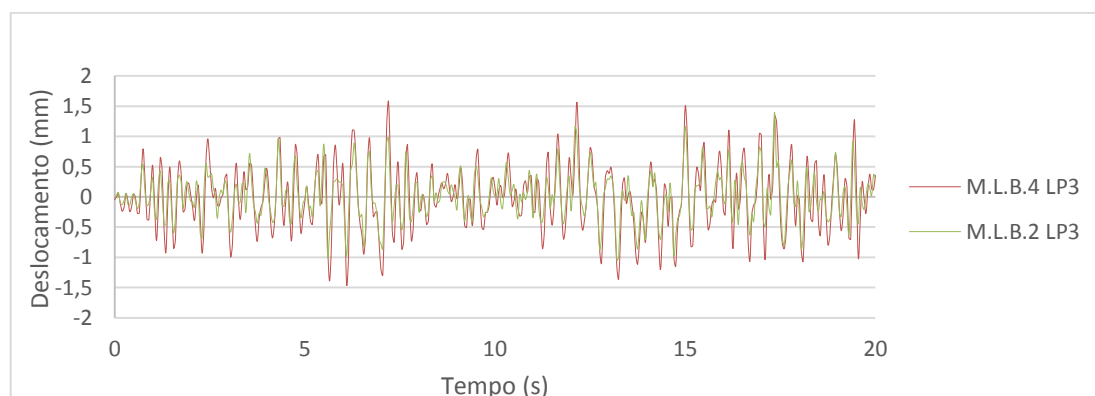


Figura 3.58 – Comparação dos deslocamentos no topo P05 M.L.B.2 LP3 e M.L.B.4 LP3, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.

Em termos de deslocamentos existe uma diferença nas respostas, em alguns instantes existe um aumento de mais de 50%. Mas apesar desse aumento de esforços e deslocamentos, o pilar P05 teve unicamente comportamento linear, como se pode observar na figura 3.59.

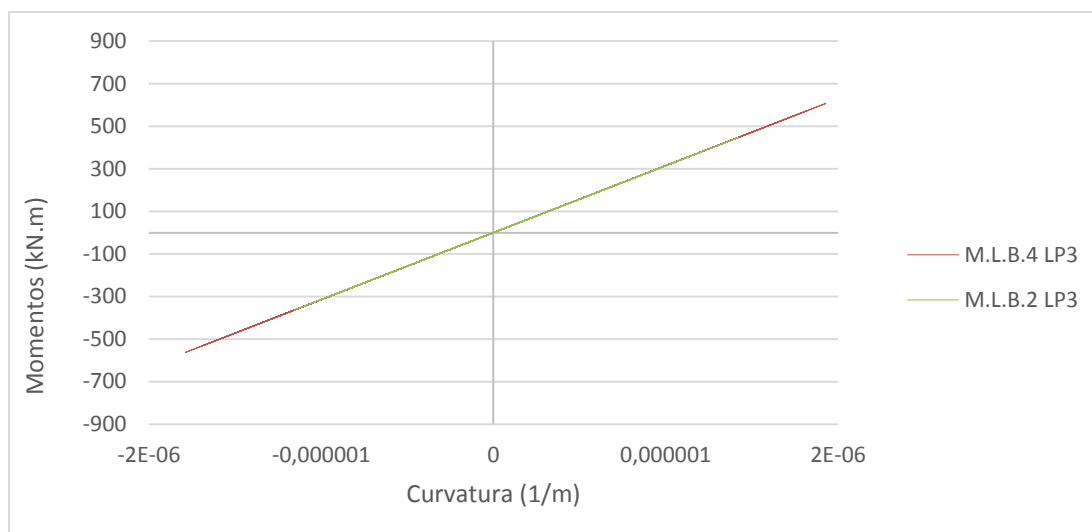


Figura 3.59 - Comparação dos diagramas momento-curvatura P05 M.L.B.2 LP3 e M.L.B.4 LP3, para um sismo Tipo 2 em Viana do Castelo.

Apesar do comportamento linear da rótula plástica, pode-se observar um aumento de curvaturas e momentos por parte do M.L.B.4 LP3.

Antes de passar para o estudo de outros modelos, vai-se aumentar a intensidade sísmica para o concelho de Lisboa e estudar a evolução dos esforços no pilar P05, e verificar se a rótula obtêm um comportamento histerético.

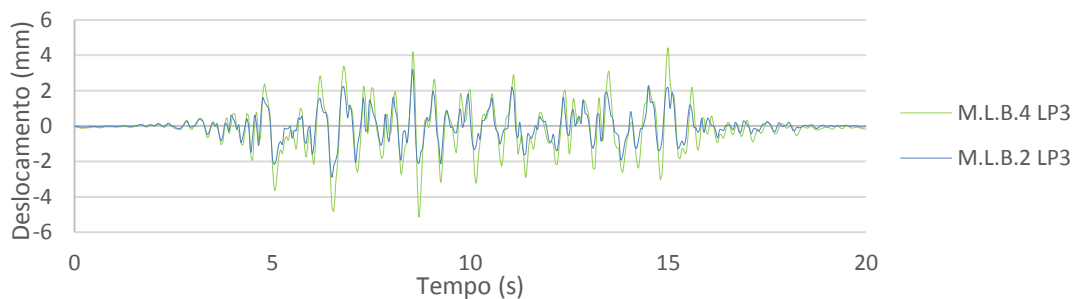


Figura 3.60 – Comparação dos deslocamentos no topo P05 M.L.B.2 LP3 e M.L.B.4 LP3, para um sismo Tipo 2 em Lisboa.

Na figura 3.61 identificou-se acréscimos de deslocamento superiores a 50% como se observou para a intensidade de Viana do Castelo.

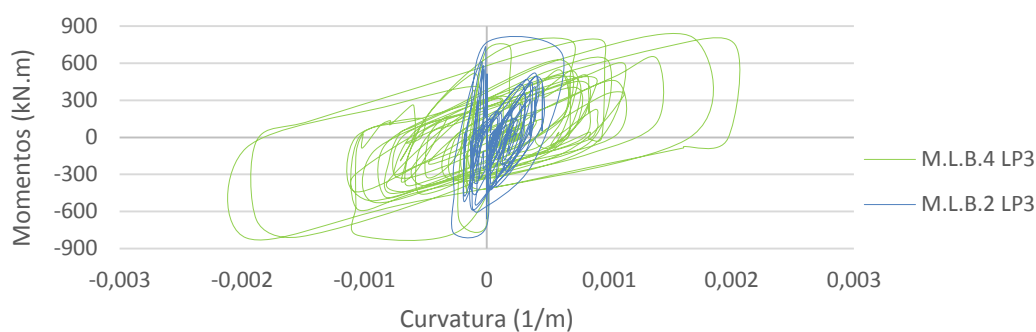


Figura 3.61 - Comparação dos diagramas momento-curvatura P05 M.L.B.2 LP3 e M.L.B.4 LP3, para um sismo Tipo 2 em Lisboa

Com o aumento da intensidade, as rótulas plásticas tiveram um comportamento não linear, como se pode observar na figura 3.61. Logo, também se regista aumento dos momentos e curvaturas em relação à intensidade de Viana do Castelo, mas os momentos máximos entre modelos continuam a ser semelhantes.

Em suma, pode-se refletir que esse tipo de alteração estrutural no apoio interfere mais na deformação dos pilares da estrutura do que nos esforços. Isso deve-se a quantidade de pilares que tem a ponte que permite uma redistribuição dos esforços.

3.7.8 – Modelos de casca

Neste ponto vai-se estudar a resposta sísmica de modelos elaborados por elementos de casca, M.T.C.5 e M.L.B.6, e comparar com as respostas dos modelos anteriores. As cascas dos pilares vão ser modeladas recorrendo às *layered shell*, 3.5.3.3, para considerar o comportamento não linear dos materiais, ao contrário do tabuleiro, que vai ser modelado com elementos de cascas normais, considerando apenas comportamento linear. Também irá-se recorrer à modelação do tabuleiro rígido, conforme foi realizado no ponto anterior.

3.7.8.1 – Análise transversal

Nestes modelos de cascas vai-se analisar unicamente as respostas sísmicas em deslocamentos. Na figura 3.62, pode-se comparar as respostas sísmicas do modelo de barra e de casca. Apesar de conter uma rótula plástica na sua base, o modelo de barra, é aquele que obtém uma resposta com valores mais baixos. Com valores superiores aparece o M.T.C.5.

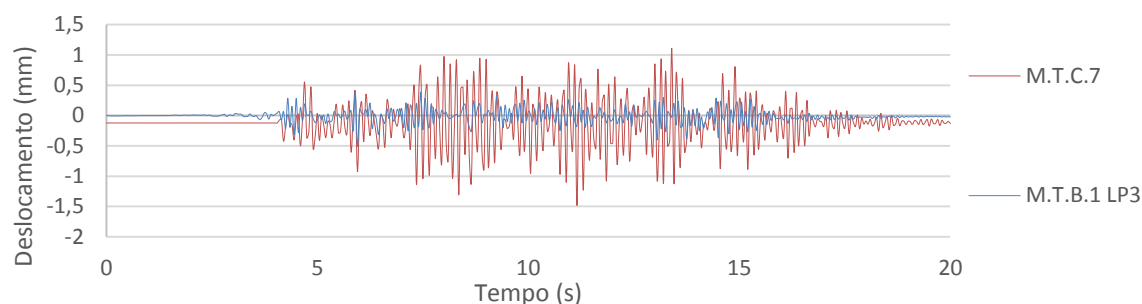


Figura 3.62 – Comparação dos deslocamentos no topo P20 entre M.T.C.5 e M.T.B.1 LP3, para um sismo Tipo 2 em Lisboa.

Seguidamente, apresentam-se dois mapas relativos aos esforços de corte, figura 3.63, e à tensão ao longo do pilar, figura 3.64. Ao analisar essas figuras, percebe-se que os esforços são distribuídos ao longo do pilar através de uma “escora”, como se pode observar através do contraste das cores. Quando existem elementos de elevada rigidez de um lado e do outro lado com uma rigidez pouco significativa, o seu comportamento, na direção de maior inércia, será através do fenómeno de corte e não de flexão. Neste caso, se o pilar atingisse a sua rutura, seria na zona onde se situa a “escora”. Pode-se sugerir, que para a análise transversal, os modelos de casca caracterizam melhor o comportamento desses elementos ao contrário dos elementos de barra, onde é necessário inserir uma rótula plástica o que leva a um comportamento por flexão.

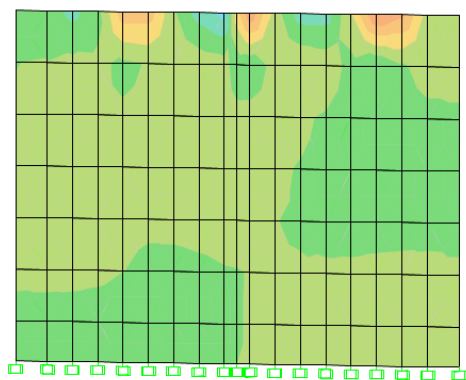


Figura 3.63 – Esforços de corte no pilar P20, M.T.C.5, aos 11,15 segundos.

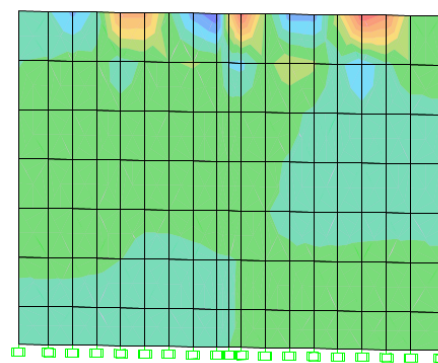


Figura 3.64 – Tensões no pilar P20, M.T.C.5, aos 11,15 segundos.

3.7.8.2 – Análise longitudinal

Na figura 3.65, apresenta-se a comparação dos modelos M.L.B.2. LP3 e M.L.C.6. O modelo de casca, M.L.C.6., obtém deslocamentos máximos aproximados aos do modelo de barra. Através deste gráfico pode-se concluir que o modelo de barra é aceitável para modelar a ponte no sentido longitudinal.

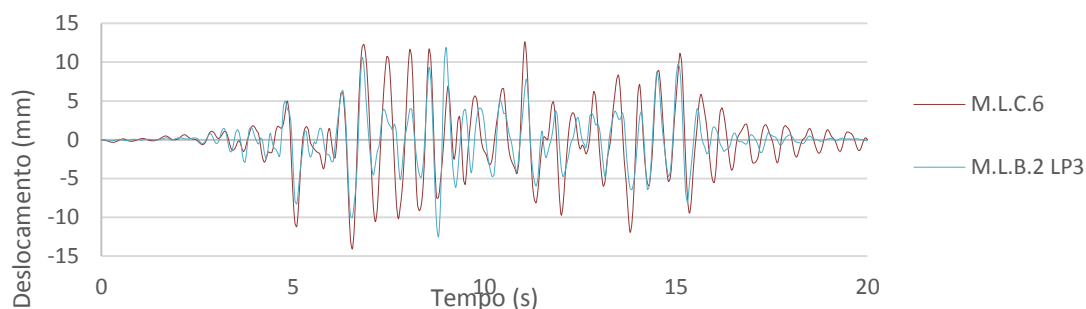


Figura 3.65 – Comparação dos deslocamentos no topo P29 entre M.L.C.6 e M.L.B.2 LP3, para um sismo Tipo 2 em Lisboa.

Ao analisar as próximas figuras, figura 3.66 e figura 3.67, conclui-se que nessa direção obtêm-se um comportamento de flexão. Se não fosse a transmissão de esforços pontuais por parte dos aparelhos de apoio, a evolução das cores surgia paralelamente ao topo do pilar. Apesar disso, é fácil observar a variação dos esforços ao longo da altura do pilar, que na realidade resultava em fendas de flexão. Em suma, pode-se afirmar que este modelo de casca consegue representar, com bastante segurança, o comportamento longitudinal da ponte. Mas de forma a economizar tempo e instabilidade de cálculo, pode-se recorrer aos elementos de barra para a modelação da ponte, sem por em causa os resultados finais.

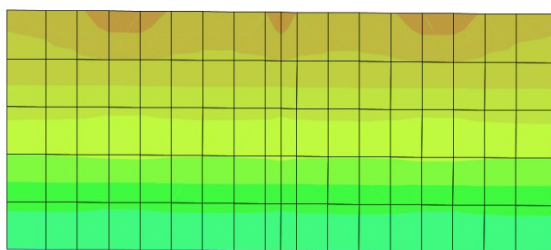


Figura 3.66 – Tensões nas armaduras longitudinais, no pilar P29, M.L.C.6, aos 15,05 segundos.

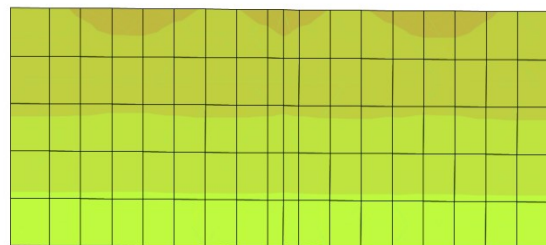


Figura 3.67 – Momentos no pilar P29, M.L.C.6, aos 15,05 segundos.

3.7.9 – Influência dos aparelhos de apoio

Outra das formas de interferir na resposta da estrutura à ação sísmica é alterando ou colocando um aparelho de apoio. A colocação de aparelhos de apoio, nomeadamente, os aparelhos de borracha, leva a um melhor controlo da frequência da estrutura. Neste ponto, vai-se colocar aparelhos de apoio do tipo elastoméricos no último modelo estudado, M.L.C.6, de forma a reduzir a frequência do primeiro modo para 0.65 Hz (uma redução de 65%).

3.7.9.1 – Pré dimensionamento do aparelho elastoméricos

A frequência de 0.65 Hz será utilizada determinar a rigidez necessária dos aparelhos. Essa rigidez será determinada através de uma análise elástica linear que irá estabelecer uma correspondência da ponte em estudo a um sistema de um grau de liberdade recorrendo a expressão 3.30 (Loureiro, 2008).

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{m}} \quad (3.30)$$

Massa [m] (ton)	19742
Frequência [f] (Hz)	0,65
Rigidez [f] (kN/m)	329274

A expressão 3.31 determina a rigidez da estrutura, já determinada pela equação 3.30. A rigidez dos pilares é determinada pela expressão 3.32, considerando que estes são um modelo de barra encastrada-rotulada (Loureiro, 2008).

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_m} + \frac{1}{K_p}} \quad (3.31)$$

Em que K é a rigidez total da estrutura, $\frac{1}{K_p}$ a rigidez total dos 40 pilares e $\frac{1}{K_m}$ rigidez total dos 200 aparelhos de apoio.

$$K_p = \frac{3EI}{L^3} \quad (3.32)$$

O parâmetro E representa o módulo de elasticidade, I a inércia da secção do pilar e L a altura do pilar.

Sendo assim determinou-se um K_m de 378650 kN/m. Distribuindo linearmente pelos 200 aparelhos, a rigidez de cada aparelho fica com o valor de 1894 kN/m.

Através das tabelas da *FIP INDUSTRIALE* e seleccionou-se o aparelho de apoio LBR-S 500/100-110 com uma rigidez horizontal de 1940 kN/m no sentido longitudinal.

3.7.9.2 – Análise longitudinal

Através da figura 3.68 conclui-se que a introdução do aparelho de apoio LBR na ligação entre pilar e tabuleiro afetou a resposta sísmica do pilar, em relação às análises anteriores.

Para além de a frequência ser menor em relação aos outros modelos, os deslocamentos diminuíram bastante em relação aos modelos de barra e casca, analisados anteriormente, sem os aparelhos de apoio.

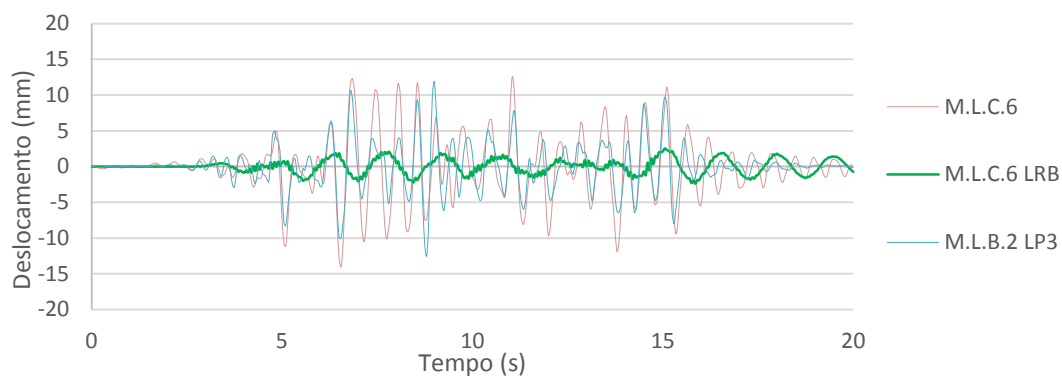


Figura 3.68 – Comparação dos deslocamentos no topo P29 entre M.L.C.6, M.L.C.6 LRB e M.L.B.2 LP3, para um sismo Tipo 2 em Lisboa

Nas figuras 3.69 e 3.70, relativos às tensões das armaduras longitudinais, pode-se observar numa diminuição das tensões no pilar P29 do M.T.C.6 LRB. Na base do pilar, essa diminuição foi cerca de 50%. É importante destacar a diminuição das tensões no local de ligação do aparelho de apoio ao pilar.

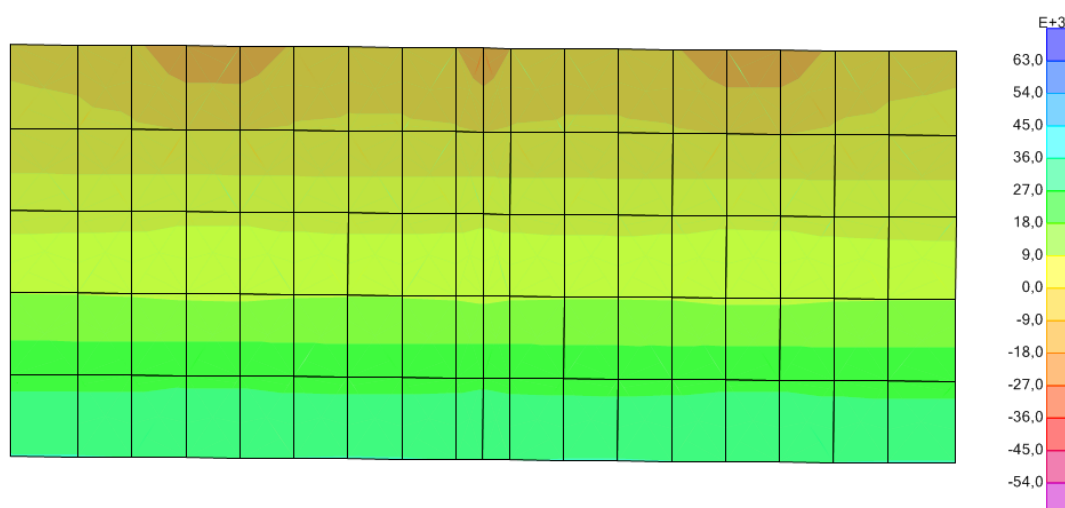


Figura 3.69 – Tensões nas armaduras longitudinais, no pilar P29, M.L.C.6, instante 15,05 segundos.

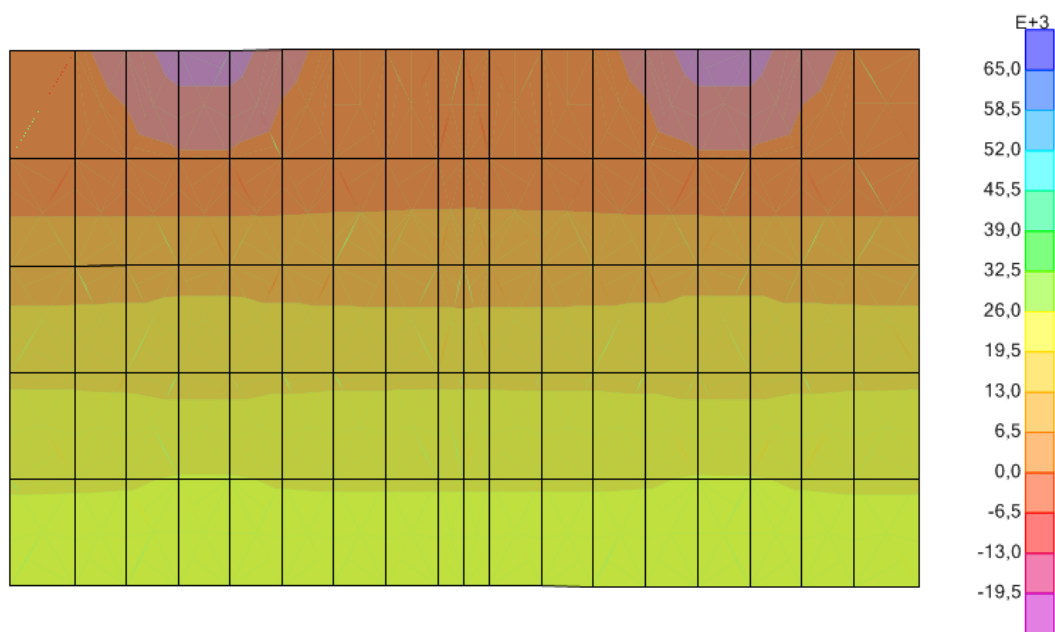


Figura 3.70 – Tensões nas armaduras longitudinais, no pilar P29, M.L.C.6 LRB, instante 15,05 segundos.

Por fim, é importante referir, que a frequência do primeiro modo ficou em 0,68 Hz.

4

AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA SÍSMICA**4.1 Introdução**

Após a modelação da estrutura, ação sísmica sob a estrutura, e do comportamento dos materiais resta conhecer se a estrutura reúne as condições de segurança, ao aplicar todas essas variáveis num único modelo, de modo a garantir a preservação de vidas humanas e minimização dos danos materiais na ocorrência de um evento sísmico. Então torna-se importante dotar a conceção e dimensionamento de estruturas que se localizam em regiões de alta sismicidade, de metodologias de avaliação apropriadas que garantem boas margens de segurança. Como já foi referido neste trabalho, a evolução dos regulamentos e de suas metodologias de avaliação é acompanhada pela evolução da capacidade de processamento dos computadores, resultando de um melhoramento das estruturas quando sujeita a uma ação sísmica (Delgado, 2009).

Apesar das evoluções referidas, atualmente, ainda se utiliza métodos de dimensionamento à ação sísmica lineares que, posteriormente, os seus resultados podem ser corrigidos para contabilizar o comportamento não linear da estrutura. Mas quando se trata de estruturas mais sensíveis à ação em estudo, ou estruturas que apresentam um comportamento irregular, ou que estejam localizadas próximas de uma falha geológica é necessário recorrer a metodologias mais rigorosas.

Como já foi aqui exposto, Portugal, detém um parque extenso de obras de arte em betão armado muito importante para a rede viária e ferroviária nacional. Atualmente existem muitas obras de arte com aproximadamente meio século de vida útil, logo foram concebidas com normas estruturais antigas. Algumas dessas estruturas apresentam um considerável nível de deterioração, pondo em causa a sua segurança estrutural e a sua funcionalidade. Então, é aconselhável, que essas obras de arte sejam alvo de inspeções e seguidamente de avaliações de segurança (Coelho, 2010).

O comportamento de estruturas sujeitas à ação sísmica é bastante complexo. Pois, a própria ação e também a irregularidade que as estruturas apresentam são alguns dos motivos. Logo, isso implica que as avaliações de segurança sejam apropriadas à estrutura que se está a estudar e à localização, porque esse parâmetro determina a intensidade da ação sísmica. Devido a esse fator existem vários tipos de metodologias de avaliação de segurança sísmica que podem ser agrupados em níveis de complexidade, como indicado na tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Esquema geral dos cinco níveis de avaliação de segurança, adaptado de COST345 (1998).

Nível	Modelo de Resistência e Modelo de Carga	Métodos de Análise	Métodos de Avaliação
1	Modelo de carga e de resistência como definido no regulamento. Propriedades dos materiais baseadas nas informações de projecto e no regulamento.	Análise básica. Comportamento linear elástico.	Análise determinística. Coeficientes parciais de segurança tal como no regulamento.
2		Análise refinada. Podem ser usados métodos de análise não lineares ou plásticos assegurando que o nível de ductilidade é suficiente	Análise determinística. Coeficientes de segurança ajustados.
3			
4	As propriedades dos materiais e os modelos de carga determinísticos podem ser definidos com base nos resultados dos ensaios e observações.		
5	Modelos totalmente probabilísticos definidos com base nos resultados dos ensaios e no conhecimento prévio.		Análise probabilística.

Como se pode observar na tabela 4.1, existem cinco níveis relativos à classificação de metodologias de análise e avaliação de pontes. O nível 1, é o de menor complexidade e vai crescendo até ao nível 5, onde o procedimento para uma avaliação de segurança é mais complexo.

Conforme alguns autores, Delgado (2009), Monteiro *et al.* (2009) e Cruz (2008) pode-se considerar dois tipos de procedimentos de avaliação de segurança sísmica, figura 4.1. Quando se pretende uma avaliação mais fiável, rigorosa e para aplicar em estruturas irregulares, opta-se pelos métodos probabilísticos. Pelo contrário, quando só é necessário obter um estudo mais expedito, opta-se por métodos simplificados, ou seja, em metodologias mais diretas, com base em deslocamentos estimados por expressões simples e obtidas a partir das características geométricas da estrutura (Coelho, 2010). Ao longo deste capítulo vai-se descrever os aspetos principais dessas metodologias de avaliação de segurança sísmica.

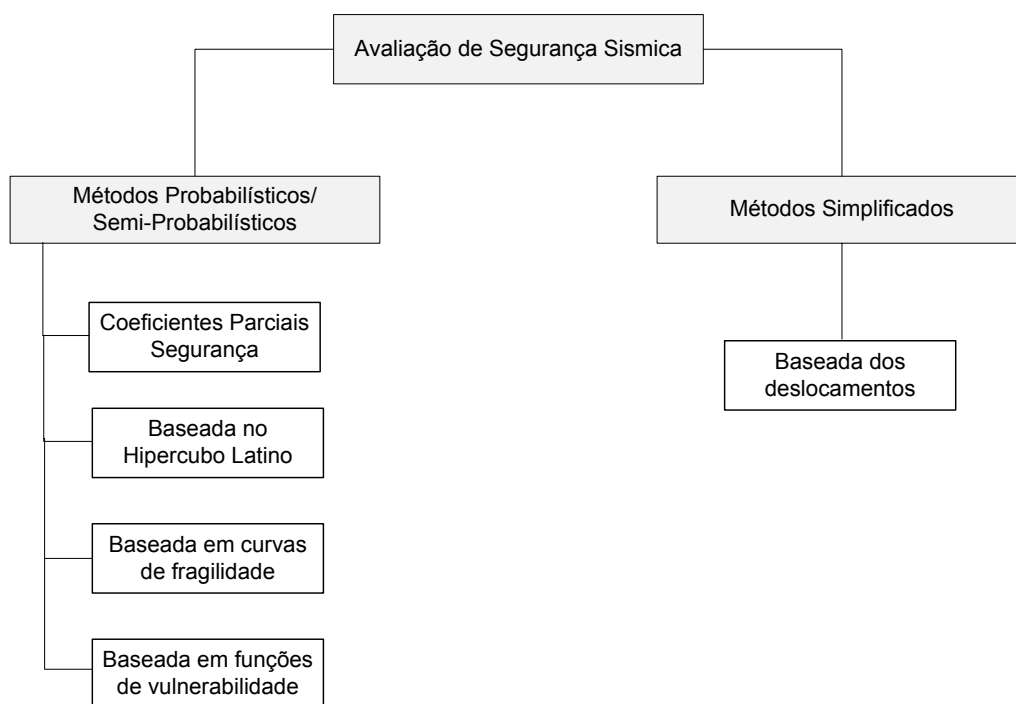


Figura 4.1 – Organograma das principais metodologias para a avaliação de segurança, adaptado Coelho (2010).

A avaliação de segurança sísmica de uma estrutura através de uma metodologia probabilística permite determinar a probabilidade de ruína da mesma, que poderá ser definida no global, para toda a estrutura, ou por elemento da mesma. Apesar dos diferentes métodos probabilísticos que existem atualmente, a avaliação de segurança é comum e parte pelo conceito de determinar a probabilidade de ruína. As diferenças que se destacam nas metodologias são: as incertezas na determinação da ação sísmica e propriedades dos materiais. São nessas diferenças que se situam os maiores problemas da segurança sísmica de estruturas, a descrição da capacidade estrutural e da exigência, sobretudo na propagação do dano pelos elementos. A probabilidade de ruína é determinada através das funções que caracterizam a resistência estrutural da estrutura em estudo e a exigência da ação sobre a estrutura (Marques & Delgado, 2012).

Antes de descrever essas metodologias, irá fazer-se uma breve referência dos critérios de verificação descritos na EC8 (2009) e as metodologias desenvolvidas no âmbito da FEMA (Federal Emergency Management). As metodologias da FEMA surgiram a meados do século XX, com uma preocupação da sociedade e governo dos Estados Unidos da América de forma a prevenir e atenuar os prejuízos causados pelos desastres naturais.

Na parte final deste capítulo irá aplicar-se, na ponte já utilizada no capítulo anterior, a metodologia probabilística através de funções de vulnerabilidade.

4.2 Critérios de Verificação do EC8, parte II

De acordo com a EC8 (2009), as estruturas devem ser dimensionadas para dois níveis de exigência: os estados limites últimos e os estados limites de utilização. Para além desses níveis é importante classificar a classe de importância da ponte, que está descrita na tabela 3.1, do capítulo anterior.

Seguindo a mesma norma, deve-se conceber as pontes de modo a estas apresentarem um comportamento dúctil ou de ductilidade limitada quando sujeitas a uma ação sísmica, de acordo com o local e tipo de estrutura que se está a projetar. Esses comportamentos podem ser adotados pela escolha do coeficiente de comportamento referido no ponto 3.6.4.5 do presente trabalho. Mas o parâmetro da ductilidade deve ser sempre verificado através de regras específicas, que verificam os deslocamentos e as rotações das rótulas plásticas (Santos, 2007).

Assim, neste subcapítulo vai-se fazer uma breve descrição dos critérios básicos de verificação que a EC8 (2009) indica quando uma ponte se encontra sujeita a uma ação sísmica.

4.2.1 – Comportamento dúctil

Um comportamento dúctil de uma estrutura traduz-se na sua capacidade de dissipar uma parte significativa da energia quando se encontra sobre ações sísmicas. Essa dissipação faz-se através da deformação da estrutura, figura 4.2, ao longo do evento sísmico e da formação de rótulas plásticas. Então, após cedência do primeiro elemento, a estrutura passa a exibir um comportamento plástico, isto é, consegue atingir deslocamentos mais elevados para um nível de tensão constante ao contrário do regime anterior.

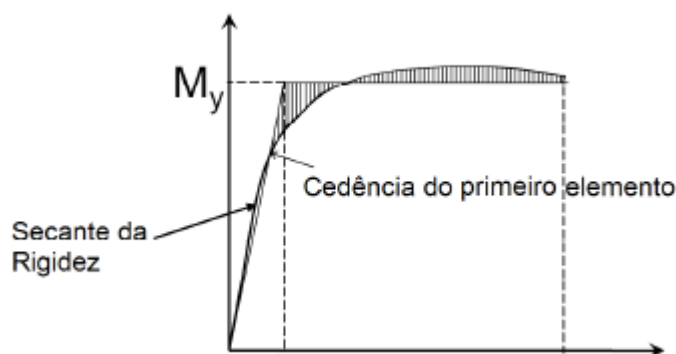


Figura 4.2 – Rigidez dos elementos dúcteis (Santos, 2007).

As rótulas plásticas surgem, sobretudo, ao nível dos pilares. Essas zonas devem ser locais de fácil acesso para inspeção e reparação. Segundo a norma em estudo, deve-se evitar formação de rótulas plásticas em zonas onde o esforço normal reduzido, η_k , equação 4.1, seja superior ao valor de 0,4.

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c * f_{ck}} \quad (4.1)$$

Em que:

N_{Ed} - o esforço axial actuante de compressão;

A_c - a área de betão da secção transversal;

f_{ck} - valor característico da tensão de rotura do betão.

A EC8 (2009) indica que no momento da cedência de uma ponte com comportamento dúctil a sua relação global força-deslocamento deve exibir um patamar de força significativa e deve assegurar uma energia de dissipação histerética pelo menos cinco ciclos de deformação inelástica (Santos, 2007).

4.2.2 – Comportamento de ductilidade limitada

O comportamento de ductilidade limitada, a EC8 (2009) refere que não é necessário existir o patamar expresso no subcapítulo anterior e também é desnecessário a existência de uma região de cedência com uma redução significativa de rigidez.

4.2.3 – Controlo de deslocamentos

Quando se realizam análises lineares, o critério de verificação que a EC8 (2009) indica, para além da verificação de resistência expressa no ponto 2.4.3 da norma, é o controlo dos deslocamentos. O deslocamento de dimensionamento sísmico é determinado pela equação 4.2.

$$d_E = \pm \eta * \mu_d * d_{Ee} \quad (4.2)$$

Em que d_{Ee} traduz o deslocamento sísmico que resulta da análise elástica, o η representa o factor de correcção do amortecimento e μ_d a ductilidade do deslocamento. Se $T \geq T_0 = 1,25T_C$ então pode-se optar por $\mu_d = q$. Se acontecer ao contrário, $T \leq T_0$, então tem que se determinar μ_d através da equação 4.3.

$$\mu_d = \frac{(q - 1)T_0}{T} - 1 \leq 5q - 4 \quad (4.3)$$

Em que T represente o período fundamental.

4.2.4 – Controle das rotações

No caso das análises não lineares, a EC8 (2009), obrigada a realização do controle das rotações, como indicado figura 4.3, através da equação 4.4.

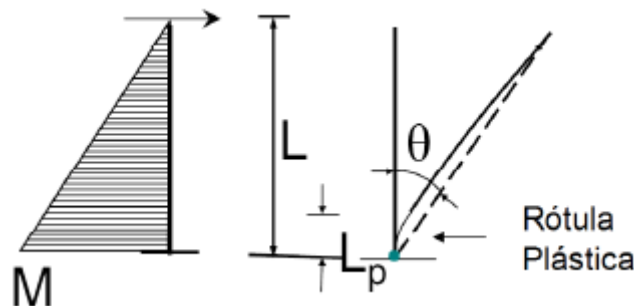


Figura 4.3 – Rotação última da rótula (Santos, 2007)

$$\theta = \theta_y - \theta_p \quad (4.4)$$

Em que:

θ_y – rotação de cedência

θ_p – capacidade de rotação plástica

L_p – comprimento da rótula plástica em fase de plastificação

As rotações últimas em rótulas plásticas têm que ser inferiores à capacidade de resistência em elementos dúcteis, como indica a equação 4.5.

$$\theta_{p,E} \leq \theta_{p,d} \quad (4.5)$$

Em que:

$\theta_{p,d} = \frac{\theta_{p,u}}{Y_{R,p}}$ com o coeficiente de segurança $Y_{R,p} = 1,40$ (Kolias, 2008);

$\theta_{p,u}$ – capacidade de rotação última obtida através de testes ou através de curvaturas últimas.

4.2.5 – Considerações finais de concepção e dimensionamento

A ação sísmica deve ser sempre considerada na fase de concepção de projeto ou de reabilitação e reforço de uma ponte existente, mesmo que a ocorrência dessa ação seja de intensidade moderada. Essa consideração deve estar inserida nas análises da estrutura, no dimensionamento dos elementos da estrutura e finalmente nos processos construtivos, como disposição de armaduras, no caso das pontes em betão armado, ou nas ligações entre perfis, no caso das pontes metálicas.

Deve ser dada especial atenção às estruturas que se localizam em zonas de forte sismicidade. Nessas situações deve-se optar por estruturas dúcteis e prever a formação de rótulas plásticas e é aconselhável a utilização de sistemas de isolamento sísmico ou de dissipação de energia (Coelho, 2010).

4.3 Metodologia da Federal Emergency Management Agency (FEMA)

Algumas zonas do território dos Estados Unidos da América (EUA) são caracterizadas pela sua forte atividade sísmica, pelos furacões e outros fenómenos desse tipo. Para além disso, no contexto geopolítico, são um país muito vulnerável a ataques terroristas. São estas razões que levam o governo dos EUA a criar e manter a FEMA como organismo pertencente ao Departamento de Segurança Interna. A partir dos anos 30, após a grande depressão de 1929, essa agência ganhou mais importância. Do século passado, século XX, importa destacar os sismos do Alasca de 1964, o de Illinois 1968 e o sismo do San Fernando de 1971, foi a partir desses sismos que a sociedade civil e as próprias autoridades, tomaram a consciência que país estava vulnerável a esse fenómeno natural e logo decidiram aumentar as políticas para esses assuntos e atenuar os efeitos negativos que os sismos provocam. Então, após essa decisão e 13 anos de estudos e trabalho saíram os documentos, FEMA-273 (1997) e FEMA 274 (1997) com vista a orientar o dimensionamento de estruturas, de modo a limitar uma faixa de danos expectáveis para um nível de intensidade sísmica. Mas passados alguns anos, em 2000, esses documentos são substituídos por os FEMA 356 (2000) e FEMA 357 (2000), sendo já considerados regulamentos para dimensionamento e reabilitação de estruturas à ação sísmica (Delgado, 2009).

Os primeiros procedimentos de avaliação de segurança sísmica, com o carácter de fiabilidade probabilística, surgiram no âmbito de um programa entre a FEMA e SAC que editaram FEMA-350 (2000) e FEMA-351 (2000). O SAC representa um conjunto de três instituições, que são as seguintes: Structural Engineers Association of California, Applied Technology Council e California Universities for Research in Earthquake Engineering (Delgado, 2009).

Os autores Cornell *et al.* (2002), Jalayer *e al.* (2004), e por fim Hamburger *et al.* (2003) definiram alguns passos para determinar o comportamento estrutural de uma estrutura, que são os seguintes, (Delgado, 2009):

- Realizar uma análise à estrutura para calcular o máximo *drift* exigido entre pisos para um sismo de dimensionamento com uma determinada probabilidade de excedência;
- Selecionar o fator de exigência (γ) e o fator de resistência (ϕ) a partir de tabelas fornecidas pelos critérios de dimensionamento presentes nos regulamentos dos EUA;
- Determinar a capacidade resistente global em termos de *drift* entre piso para a estrutura (*global interstory drift capacity*), baseada na sua configuração como indicado nos critérios de dimensionamento;

- Determinar a capacidade resistente local em termos de *drift* entre piso para a estrutura (*local interstory drift capacity*), baseada no tipo de ligações existentes na estrutura;
- Calcular a razão entre exigência e a capacidade (γ), indicada pela equação 4.6, envolvendo os respectivos fatores anteriormente selecionados, para a estabilidade global e para o comportamento local das ligações, usando o *drift* entre pisos como o parâmetro de resposta estrutural para as exigências (D) e capacidades (C);

$$\lambda = \frac{\gamma D}{\phi C} \quad (4.6)$$

- A partir de documentos de dimensionamento, determinar o nível de confiança associado ao valor de γ anteriormente calculado, isto é, a capacidade da estrutura de atingir o nível de desempenho desejado;
- Aumento da ductilidade devido a extensão para a qual se obtém a tensão máxima e através do incremento do valor da extensão última.

Os objetivos dos autores com a indicação destes passos é simplificarem os procedimentos indicados neste subcapítulo e apresentá-los de uma forma mais prática para a aplicação em projeto corrente. Então, através dos fatores indicados, que relacionam as exigências com as resistências, permite efetuar uma análise do nível de confiança que uma estrutura gozará quando atingir um desempenho desejado (Delgado, 2009).

4.4 Metodologia Simplificada Baseada nos Deslocamentos

Este método de avaliação de segurança sísmica consiste em determinar a vulnerabilidade da estrutura através da análise da curva de exigência com a curva de capacidade. A curva de exigência traduz os deslocamentos máximos impostos por uma determinada ação sísmica, enquanto a curva de capacidade representa os deslocamentos máximos disponíveis conforme a capacidade e características da estrutura. O objetivo deste método é prever, quando uma estrutura estiver sob ação de um determinado sismo, o desenvolvimento dos danos conforme um estado limite e conforme o tipo de ponte que se esta a estudar (Delgado, 2009).

Este método que se irá abordar neste capítulo é baseado em estudos para edifícios, desenvolvidos por Calvi (1999) e Galaister e Pinho (2003). Outra base a esse método é as metodologias baseadas em deslocamentos, designadas por “*displacement-based approach*” que irão fundamentar melhor a avaliação de vulnerabilidade da estrutura em estudo. Dessas metodologias destacam-se os seguintes estudos: Paulay e Priesley (1992), Priestley (1997), Priestley e Kowalsky (2000) e Kowalsky (2002).

4.4.1 – Deslocamentos máximos possíveis

Para um estado limite estabelecido, assumindo a formação de uma rótula plástica na base do pilar como parte do mecanismo resultante, os deslocamentos máximos disponíveis são determinados a partir das extensões permitidas pelos materiais que formam a secção, isto é, as extensões permitidas pelo aço e o betão, numa estrutura de um grau de liberdade. O estado limite de uma estrutura é definido através de níveis de dano da própria e respetivo grau de irreversibilidade (Delgado, 2009). Considerou-se para essa análise, segundo Calvi (1999), os seguintes estado limites ordenados por nível crescente de dano:

- LS1 - não há danos estruturais e não estruturais;
- resposta da estrutura essencialmente linear sem se atingir a cedência;
- LS2 - danos estruturais ligeiros e não estruturais moderados;
- a estrutura pode ser utilizada sem reparações ou reforços significativos;
- LS3 - danos estruturais significativos e não estruturais de elevada extensão
- necessidade de reparação e reforço da estrutura antes da reutilização
- LS4 - colapso da estrutura.

Após definidos os níveis dos estados limites, basta escolher um desses para posteriormente fixar as extensões máximas dos materiais, aço e betão, que se admitem aceitáveis para o nível escolhido (Delgado, 2009).

Como já foi referido, a curva de capacidade é definida através da deslocação estrutural, Δ_{LSi} , que será determinada através da equação 4.13, e pela respetiva ductilidade em deslocamentos, μ_{LSi} , definida pela equação 4.14, assumindo o mecanismo de rótula plástica na base do pilar. Mas inicialmente necessita-se de determinar o deslocamento de cedência, Δ_y , equação 4.7, que resulta dupla integração do diagrama linear de curvaturas ao longo do pilar (Delgado, 2009).

$$\Delta_y = \frac{\phi_y L_{eff}^2}{3} \quad (4.7)$$

Em que ϕ_y representa a curvatura de cedência e determina-se como indica a equação 4.8.

$$\phi_y = \frac{2.14 \varepsilon_y}{D} \quad (4.8)$$

Então, Δ_y fica:

$$\Delta_y = \frac{2.14 \varepsilon_y L_{eff}^2}{3D} \quad (4.9)$$

O parâmetro L_{eff} é a altura efetiva do pilar medida desde a fundação até ao centro de massa do tabuleiro, ε_y é a extensão de cedência da armadura longitudinal e por fim D representa a altura da secção do pilar.

Para um dado estado limite, a determinação da capacidade de deslocamento estrutural total, equação 4.11, Δ_{LSi} , depende do comprimento da rótula plástica, L_p , definido na equação 4.10, da curvatura máxima, ϕ_{LSi} , nesses estado limite e dos parâmetros ϕ_y e L_{eff} já definidos anteriormente.

$$L_p = 0.5D \quad (4.10)$$

$$\Delta_{LSi} = \frac{\phi_y L_{eff}^2}{3} + (\phi_{LSi} - \phi_y) L_p L_{eff} \quad (4.11)$$

A curvatura máxima determina-se através da equação 4.12 onde $\varepsilon_{c(LSi)}$ representa a extensão máxima no betão e $\varepsilon_{s(LSi)}$ representa a extensão máxima no aço.

$$\phi_{LSi} = \frac{(\varepsilon_{c(LSi)} + \varepsilon_{s(LSi)})}{D} \quad (4.12)$$

Finalmente, a equação final para a capacidade de deslocamento estrutural encontra-se definida pela equação 4.13 e a correspondente ductilidade em deslocamentos pela equação 4. (Delgado, 2009).

$$\Delta_{LSi} = \frac{2.14\varepsilon_y L_{eff}^2}{3D} + 0.5(\varepsilon_{c(LSi)} + \varepsilon_{s(LSi)} - 2.14\varepsilon_y) L_{eff} \quad (4.13)$$

$$\mu_{LSi} = \frac{\Delta_{LSi}}{\Delta_y} = \frac{2.14\varepsilon_y L_{eff}^2}{3D} + \frac{1.5(\varepsilon_{c(LSi)} + \varepsilon_{s(LSi)} - 2.14\varepsilon_y)}{2.14\varepsilon_y} \frac{D}{L_{eff}} \quad (4.14)$$

4.4.2 – Deslocamentos máximos exigidos

A definição da curva de exigências, associada a um estado limite, como foi descrito para a curva de capacidade, é necessário determinar o amortecimento viscoso equivalente, ξ , equação 4.15.

$$\xi = a * \left(1 - \frac{1}{\mu^b}\right) + \xi_E \quad (4.15)$$

Para obter o espectro não linear do espectro de resposta elástico com 5% de amortecimento é necessário determinar o fator de redução, η . Esse fator pode ser calculado pela equação 4.16 definida por Bommer *et al* (2000).

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad (4.16)$$

Através do coeficiente de redução dos deslocamentos, deseja-se que o espectro base de amortecimento de 5% seja mais aproximado do real, de forma a explorar melhor a ductilidade da estrutura (Delgado, 2009).

Ao contrário da curva de capacidade, que se define através da altura efetiva da estrutura, a curva dos deslocamentos máximos exigíveis é definida normalmente em função do período da estrutura, a partir do espectro de resposta em deslocamento, proveniente da ação sísmica.

Então para efetuar a análise de vulnerabilidade é necessário comparar ambas as curvas, logo é necessário fazer uma correspondência entre o período elástico, T_{LSi} e a altura efetiva, L_{eff} . Essa correspondência pode ser realizada através das seguintes equações, indicadas pela EC8 (2009), reorganizando-as da seguinte forma:

$$L_{eff} = 10(T_{LSy})^{\frac{4}{3}} \quad (4.17)$$

$$T_{LSy} = \frac{\sqrt{\mu_{LSi}}}{T_{LSi}} \quad (4.18)$$

$$L_{eff} = 10\left(\frac{\sqrt{\mu_{LSi}}}{T_{LSi}}\right)^{\frac{4}{3}} \quad (4.19)$$

$$L_{eff} = \left(\frac{C_1}{2.52} - \frac{C_1}{C_2}\right)^2 \quad (4.20)$$

$$C_1 = \frac{1.5(\varepsilon_{c(LSi)} + \varepsilon_{s(LSi)} - 2.14\varepsilon_y)}{2.14\varepsilon_y} D \quad (4.21)$$

$$C_2 = \left(1250T_{LSi}^2 + 3\sqrt{3C_1^2 + 202500T_{LSi}^4}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (4.22)$$

Logo, a partir das equações que foram descritas obtêm-se a relação necessária para que os valores de período elástico e altura efetiva, para um sistema de um grau de liberdade, com comportamento inelástico, possam ser descritos no eixo das ordenadas, obtendo assim a curva de exigências (Delgado, 2009).

Para realizar a análise de vulnerabilidade basta saber a altura efetiva da ponte que se pretende analisar e sobrepor a evolução dos deslocamentos, Δ_{LSi} , para cada um dos estados limites i , com a curva de exigências, Δ_d , como se observa na figura 4.4.

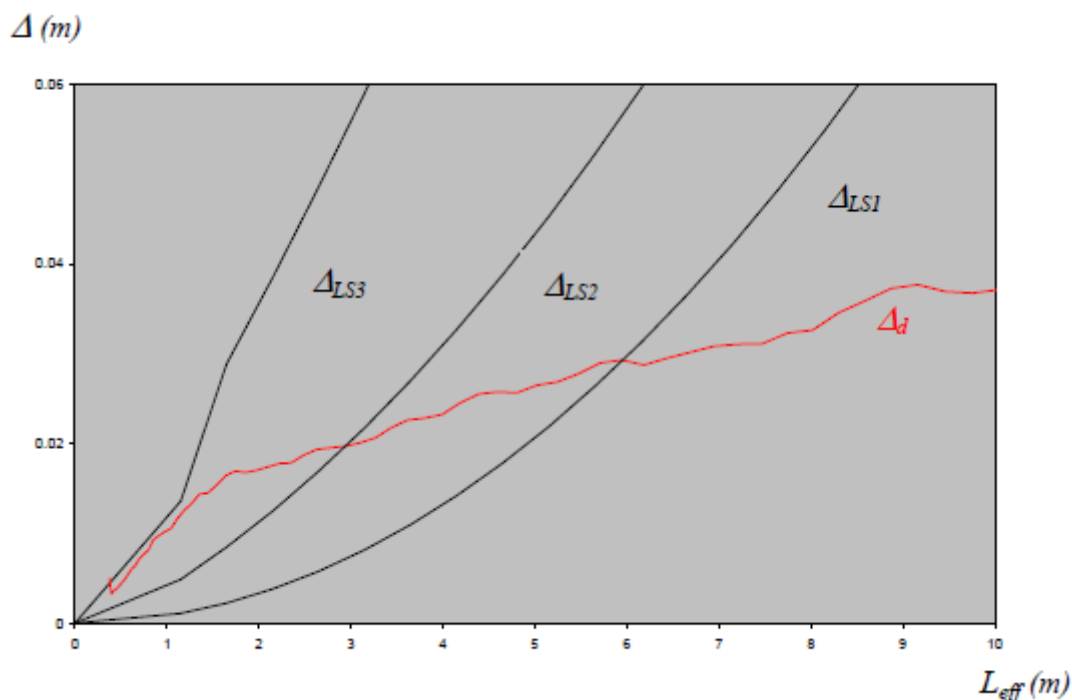


Figura 4.4 – Disposição gráfica da análise de vulnerabilidade pelo método dos deslocamentos (Delgado, 2009).

Para realizar esse método, como já foi referido, será necessário transformar a estrutura em estudo numa estrutura de um grau de liberdade. Essa transformação deve garantir a manutenção da frequência original da estrutura à custa de uma altura equivalente, tendo em consideração a deformada do tabuleiro (Delgado, 2009).

4.5 Métodos dos Coeficientes Parciais de Segurança

De acordo com a tabela 4.1, o método dos coeficientes parciais de segurança, encontra-se entre o nível 1 a 3 de segurança, logo um dos métodos mais simples, por isso enquadra-se nos métodos semi-probabilísticos para o nível de elemento estrutural. Então, este método é caracterizado por executar a verificação de segurança ao nível dos elementos de uma estrutura. A fórmula geral deste método apresenta-se na equação 4.23 (Cruz, et al., 2008).

$$\phi_R R_n \geq \gamma_{S1} S_{n1} + \gamma_{S2} S_{n2} + \dots + \gamma_{Sn} S_{nn} \quad (4.23)$$

Em que ϕ_R é o fator de resistência que tem em conta a incerteza de parâmetros mecânicos e geométricos, R_n representa a resistência característica da secção, γ_{Si} é o coeficiente parcial de segurança da carga i , que tem em conta a incerteza na estimativa das ações e dos efeitos dessas ações e, finalmente, S_{ni} indica valor o característico da ação.

No caso da concepção e dimensionamento de pontes novas a modelação da resistência da secção e das ações têm um nível de incerteza bastante reduzido em comparação com as pontes existentes, logo, os coeficientes de segurança deveriam ser diferentes em ambos os casos. Mas, segundo Cruz *et al* (2008), devido à inexistência de coeficientes de segurança calibrados para pontes existentes, podem ser utilizados de um modo conservador, na avaliação de segurança, os coeficientes utilizados na concepção e dimensionamento.

Mas, para evitar utilizar os coeficientes de segurança, de concepção e dimensionamento de um modo conservativo, pode-se utilizar uma metodologia probabilística adequada para a avaliação ao nível do elemento estrutural (Cruz, et al., 2008). A sua fórmula está expressa na equação 4.24, que é a seguinte:

$$\beta \geq \beta_{TARGET} \quad (4.24)$$

onde β é o índice de segurança definido pela equação 4.25.

$$\beta = -\phi^{-1} * (P_f) \quad (4.25)$$

em que ϕ^{-1} é a inversa da função de distribuição da norma reduzida, com média de 0 e desvio padrão de 2 e o parâmetro P_f , probabilidade de ruína, é determinado pela equação 4.26.

$$P_f = P(Z = R - S < 0) \quad (4.26)$$

Na equação 4.25, Z é a função do estado limite, R é a resistência generalizada e por fim, S , a ação generalizada. O índice de segurança β também pode se determinado por um método simplificado segundo Cruz, *et al* (2008). Por fim, o parâmetro β_{TARGET} deverá ser obtido executando um análise de custo/benefícios. Mas Cruz *et al* (2008) indicam na tabela 4.2, sucintamente, valores que se podem optar para o parâmetro β_{TARGET} .

Tabela 4.2 – Valor do índice de fiabilidade requerido para estruturas e pontes (Cruz, et al., 2008).

	Canada [CAN (2000)]	EUA [AASHTO (2003)]	Dinamarca [NKB (1978) e RD (2004)]	Eurocódigo [prEN 1990 (2001)]	JCSS [JCSS (2001)]	ISSO [ISO (1999)]
Dimensionamento	3.75	3.75	4.2	4.7	4.2	4.7
Avaliação de Segurança	3.25	2.5	4.2	-	-	4.7

4.6 Metodologia Probabilística pelo Método do Hipercubo Latino (HCL)

O método do HCL é considerado um método de amostragem estratificada, derivado do método de Monte Carlo, em que o espaço de valores possíveis de cada variável é dividido em N intervalos com igual probabilidade e sem sobreposição das amostras. Por outras palavras, cada valor do espaço amostral não se pode repetir ao longo do procedimento de seleção, figura 4.5. Este método, que é uma ferramenta de simulação, foi inicialmente introduzido por McKay (1979) e, posteriormente, foi desenvolvida e adaptada por outros autores tais como: Stein (1987), Olsson (2003) e por fim Helton (2003). Essa metodologia evita a desvantagem do método de Monte Carlo da necessidade de determinar um elevado espaço amostral, isso é, definir um elevado número de amostras, para garantir resultados fidedignos. Essas desvantagens estão demonstradas em diversos trabalhos, tais como: Ayyub (2002) e Florian (1993), Marques (2011). Através desta metodologia, pretende-se seleccionar aleatoriamente as variáveis intervenientes no processo (a variável da Resistência e a variável da Exigência) para definir uma amostra representativa do problema da vulnerabilidade sísmica das estruturas (Delgado, 2002).

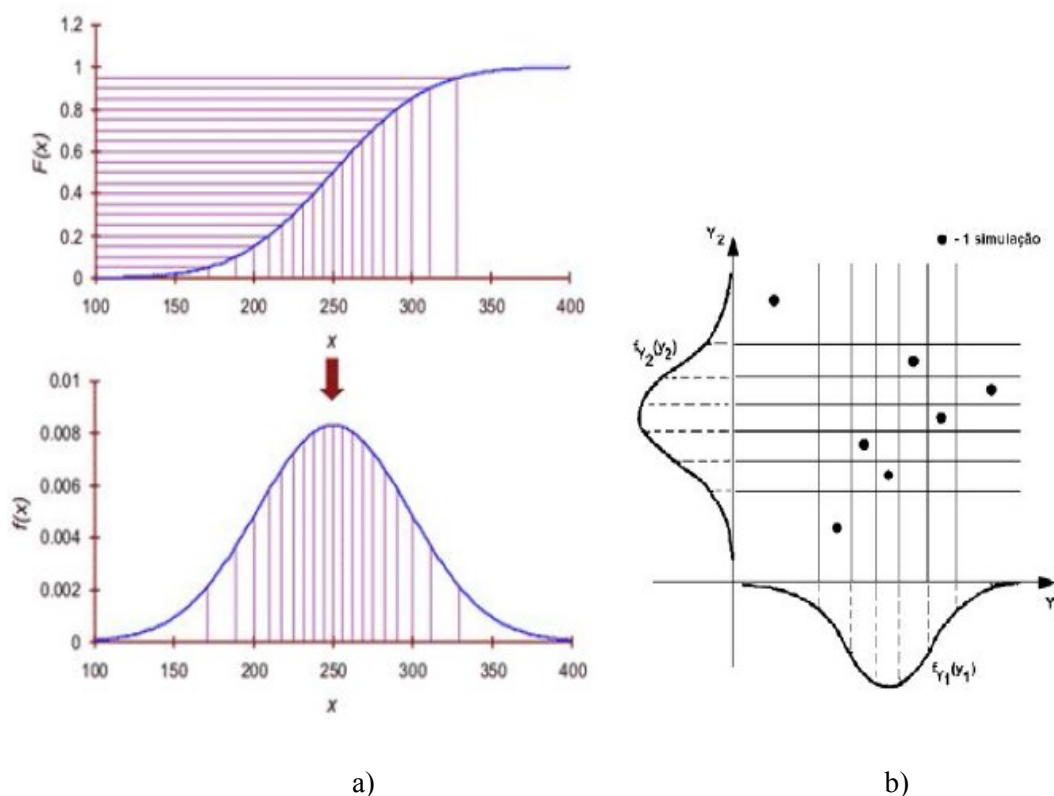


Figura 4.5 – a): Divisão da função de distribuição em intervalos de igual probabilidade; b): exemplo de amostragem de duas variáveis (Costa, 1993).

4.6.1 – Capacidade Estrutural

Como já foi referido, o estudo da avaliação de segurança sísmica que se está a abordar neste trabalho consiste em comparar a resposta da ação sísmica da estrutura (exigência sísmica) com a sua capacidade estrutural, que é a variável resistência, R . Essa variável aleatória é caracterizada pelas propriedades dos materiais aço e betão e respetiva quantidades/secções. Mas a disposição de armaduras e a degradação ao longo do tempo também contribui para a variação da resistência estrutural da estrutura. Utilizando várias análises numéricas e ensaios, Kappos (1999), Kwon (2006) e Marques (2011) têm estudado o nível de variabilidade esperado nas propriedades dos materiais. Esses estudos selecionaram um conjunto de propriedades dos materiais, que apresentam um caráter não determinístico, designadamente a resistência última de compressão do betão, f_{cu} , a extensão última do betão à compressão, ε_{cu} , a tensão de cedência do aço, f_{sy} , tensão última do aço, f_{su} , e a extensão última do aço, ε_{su} , (Marques & Delgado, 2012).

Após definidas as propriedades dos materiais referidas no parágrafo anterior, passa-se ao procedimento numérico para obter a capacidade de resistência de cada elemento em estudo, ou seja, determina-se a função de distribuição acumulada de probabilidade de resistência utilizando o método HCL a partir das propriedades indicadas.

4.6.2 – Exigência Sísmica

A outra variável necessária do problema da fiabilidade estrutural é a exigência sísmica. Esta variável é bastante diferente da outra já indicada devido a sua origem, isto é, a variável tenta descrever um fenómeno natural. Outra característica dessa ação é a perda de resistência e consequente perda de rigidez da estrutura ao longo do efeito dela.

Para a determinação da exigência sísmica de uma estrutura, interessa os valores de ocorrência mais elevados durante um período de tempo porque se esta a caracterizar um fenómeno aleatório. A determinação da exigência sísmica começa por considerar uma função de distribuição de valores extremos. A mais utilizada para solucionar problemas desse tipo é a distribuição de extremo, Gumbel Tipo 1 (que é também utilizada para modelar fenómenos meteorológicos ou cheias) (Delgado, 2009).

O parâmetro mais importante para definir na função é a aceleração de pico, a , em que Costa (1993) indicou a equação 4.27:

$$f_{(a)} = \alpha * e^{y-e^y} \quad (4.27)$$

em que

$$y = -\alpha(a - u) \quad (4.28)$$

sendo para ação sísmica tipo I

$$\alpha = 22,49E - 3 \text{ e } u = 87,38 \quad (4.29)$$

Os parâmetros indicados anteriormente foram determinados por Costa (1993) através das curvas de causalidade sísmica (“Hazard”) em que o autor adaptou para Portugal e ajustou as funções de distribuição aos valores determinados analiticamente, com especial cuidado na zona da cauda da distribuição (Delgado, 2009).

Pode-se fazer uma associação entre as acelerações de pico e os períodos de retorno que correspondem a diferentes níveis de segurança, podendo ser agrupado numa escala de sismos com intensidade crescente que será útil para estudar a resposta das estruturas à ação sísmica (Delgado, 2009).

Após caracterizada a ação sísmica, determina-se a variável da exigência sísmica pelo método do HCL em que irá caracterizar estatisticamente e estratificar os dados obtidos pela distribuição de extremos, Gumbel Tipo 1.

A partir das análises executadas à estrutura com a ação sísmica, poderá deferir-se o comportamento da estrutura em termos de deformações, acelerações, deslocamentos, ductilidades ou outras quantidades, caracterizando por fim, a exigência sísmica (Marques & Delgado, 2012).

4.6.3 – Definição da Probabilidade de Ruína (P_f)

A metodologia proposta para a determinação da probabilidade de ruína consiste na formulação clássica desse tipo de problemas de fiabilidade estrutural, em que a probabilidade é determinada através da convolução das variáveis da capacidade estrutural (R) e da exigência sísmica (S) (Marques, 2011).

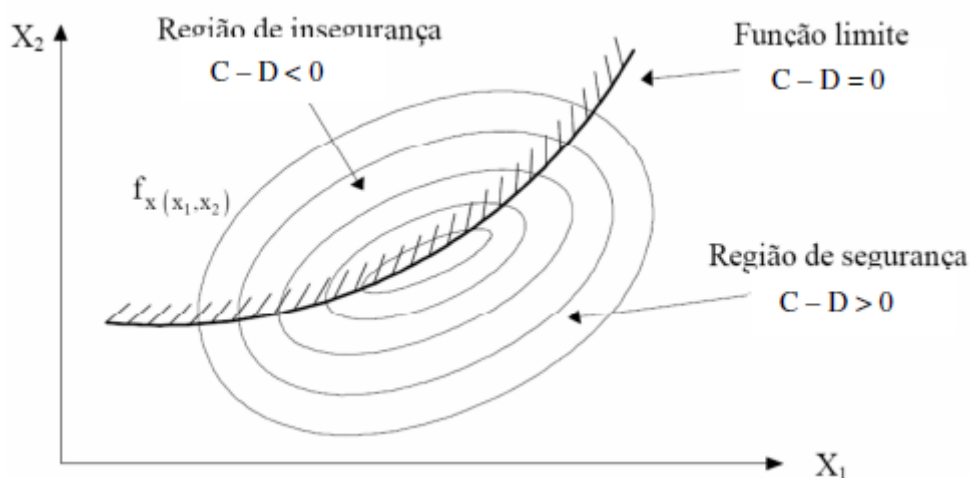


Figura 4.6 – Problema da fiabilidade estrutural (Laranja & Estevão, 2000).

No caso da exigência sísmica é necessário utilizar os sete parâmetros referidos e é determinada a resposta da estrutura através de análises não lineares dinâmicas ou *pushover* (Marques, 2011).

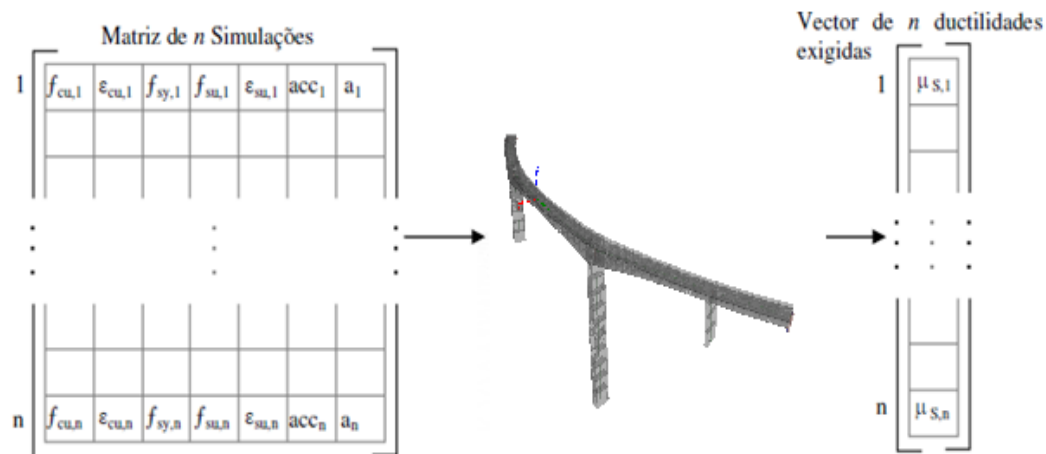


Figura 4.8 – Procedimento para definição da exigência/resposta estrutural, adaptado de Marques (2011).

A fase final deste método termina com a determinação da margem de segurança. Ao conjunto de valores, um por cada simulação do método do HCL, determinados pela margem de segurança, através de uma Lei de Gumbel ou Normal, é adaptada uma distribuição de acordo com a máxima semelhança para, posteriormente, obter a probabilidade de ruína, como exemplifica a figura 4.8. O resultado final da probabilidade de ruína depende da qualidade do ajuste da lei de distribuição (Marques, 2011).

A estratégia de análise de segurança sísmica para as pontes recorrendo a esse método consiste em analisar os pilares determinando a sua resistência, R , e exigência, S . Depois, determina-se a respetiva probabilidade de ruína dos pilares, e a que for superior, adota-se essa probabilidade para a probabilidade de ruína da ponte. Devido ao sistema estrutural da ponte, basta um pilar entrar em rutura que seguidamente entra em rutura o tabuleiro perdendo a sua funcionalidade.

4.7 Metodologia probabilística através de curvas de fragilidade

A metodologia probabilística através de curvas de fragilidade é caracterizada por ser um método de análise a pontes existentes simples, logo um método tem vindo a ganhar importância no estudo de análises de segurança sísmica. Como o nome indica esta metodologia é constituída por curvas que representam, para distintos níveis de intensidade sísmica, a probabilidade de ocorrência de um estado limite ou nível de desempenho. Pode-se observar na figura 4.9 várias curvas de fragilidade associadas a vários níveis de intensidade (Delgado, 2009).

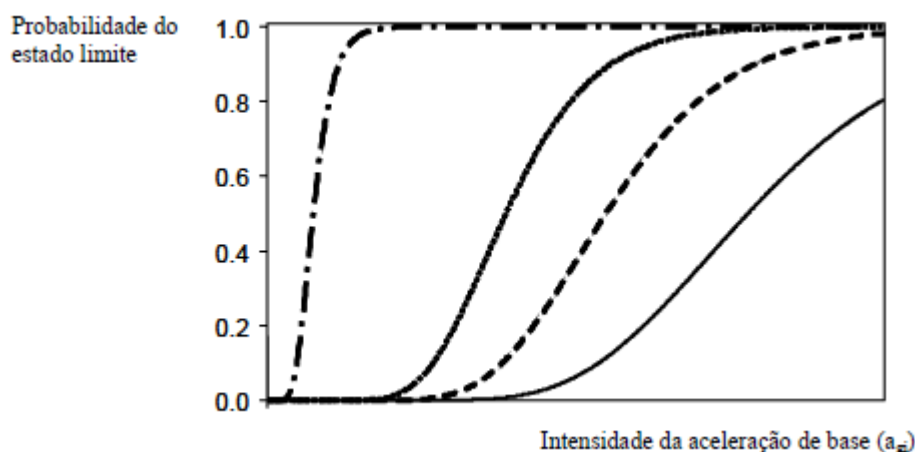


Figura 4.9 – Exemplo de curvas de fragilidade (Delgado, 2009).

Esta metodologia é caracterizada por ser necessário efetuar mais do que uma análise recorrendo a diversos acelerogramas. Isto é, para determinar a distribuição probabilística, num determinado nível de intensidade a_{gi} , da resposta estrutural ($f_s, a_{gi}(s)$), medidas em ductilidades exigidas ($s = \mu$). Esse procedimento pode ser observado na figura 4.9 (Delgado, 2009).

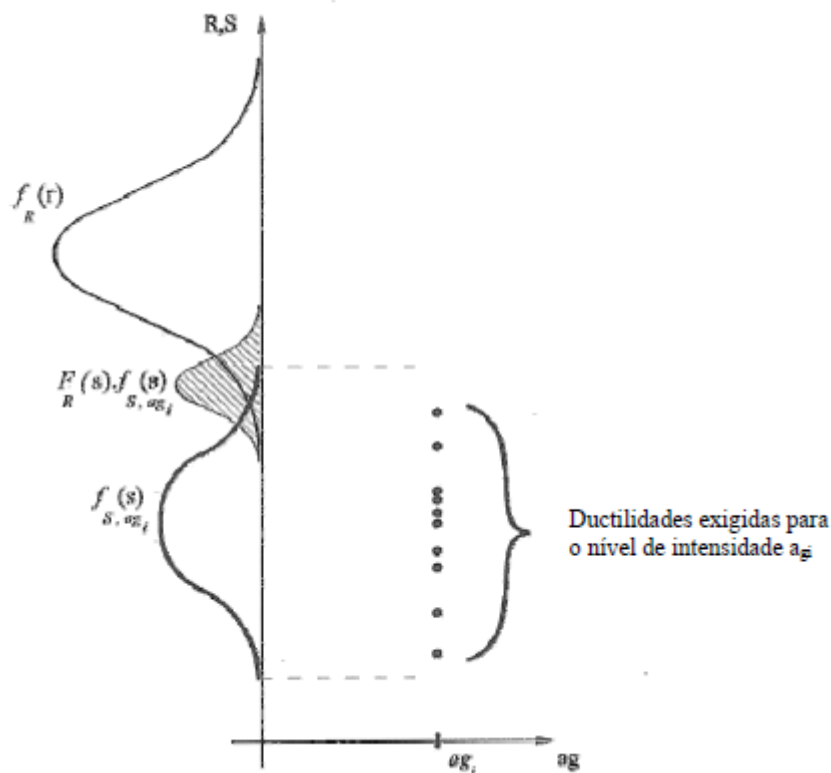


Figura 4.10 – Resposta estrutural para uma determinada aceleração a_{gi} (Delgado, 2009).

Sendo R a capacidade dos elementos resistentes, quantificado em termos de ductilidade disponível, e S a medida em ductilidades exigidas, para se proceder à determinação da probabilidade de ruína necessita-se de definir o tipo de distribuição das variáveis indicadas, para uma determinada intensidade sísmica, como se pode observar na figura 4.10 (Delgado, 2009).

Os níveis de intensidade sísmica descritos no parágrafo anterior podem ser determinados através de análises sísmicas usando os acelerogramas, recorrendo as acelerações de pico, ou a acelerações espectrais para o período da estrutura. As exigências verificadas na estrutura podem ser calculadas para uma determinada probabilidade anual de excedência, por exemplo, 1/475 (associada a 10% em 50 anos) ou 1/2475 (associada a 2% em 50 anos) (Delgado, 2009).

Por fim, a probabilidade de ruína é representada, através de um nível de intensidade sísmica, pela ordenada da curva de fragilidade (figura 4.6) que equivale à abcissa a_{gi} (Delgado, 2009). Em Marques (2011) encontra-se a formulação teórica para a determinação da probabilidade de ruína global.

4.8 Metodologia probabilística através de funções de vulnerabilidade

Esta metodologia começou a ser introduzida por Costa (1989) e Borges *et al* (1972) e consiste em determinar a probabilidade de ruína através da convolução, da função de vulnerabilidade estrutural com a função de densidade de probabilidade das resistências. Primeiramente é necessário caraterizar a ação sísmica e os parâmetros dos materiais em termos estatísticos para posteriormente determinar as funções de densidade de probabilidade (Delgado, 2009). A principal característica desta metodologia, que distingue das outras, é a transformação da ação em efeito da ação, através da função de vulnerabilidade estrutural. Para determinar a probabilidade de ruína é necessário que a exigência e a capacidade se encontrem definidas no mesmo domínio, para se proceder a convolução das funções. Usualmente costuma-se optar as ductilidades em curvaturas como grandeza para esse domínio (Marques, 2011).

Para obter uma resposta estrutural com uma dimensão considerável é necessário efetuar modelações para um número específico de intensidades sísmicas crescentes. Por fim, a determinação da probabilidade de ruína fica confinada a um elemento ou secção estrutural, sendo caraterizada como função de um modo de ruína singular (Marques, 2011). No caso das pontes opta-se pela mesma análise do seu esquema de ruína indicada no método HLC no ponto 4.6.

4.8.1 – Exigência sísmica

A determinação da exigência sísmica, segue a mesma filosofia indicada em 4.6 referente ao método do HCL. Mas, após definida a ação sísmica, em vez de estratificar pelo método do HCL, vai-se determinar uma função de vulnerabilidade que relaciona a ação definida com a resposta da estrutura, como indica em 4.8.4.

4.8.2 – Capacidade estrutural

Como foi indicado para a exigência sísmica, a determinação da capacidade estrutural segue a filosofia indicada no método do HCL em 4.6. Os parâmetros para caraterizar essa variável podem ser descritos em várias grandezas, como o dano ou ductilidades disponíveis da secção, como se tem vindo a referir. Mas, em estudos desse género, é mais usual descrever em ductilidades em curvaturas como parâmetro caraterizador da resistência (Delgado, 2009).

4.8.3 – Função de vulnerabilidade

A função de vulnerabilidade resulta da relação da ação sísmica com a respetiva resposta da estrutura, logo, é uma função que caracteriza a severidade da ação na estrutura. Essa função, como nas funções de comportamento dos materiais a esse tipo de ação, é composta por dois troços: um troço reto que corresponde o comportamento inicial da estrutura, que é linear e o segundo troço é caracterizado por um polinómio de grau superior a um, devido ao comportamento não linear da estrutura.

No âmbito das pontes, essas funções são determinadas de uma forma global (Costa, 1989), a relacionar os valores da intensidade da ação com os valores máximos das ductilidades atingidas. Então para os valores crescentes da intensidade sísmica são determinados valores de ductilidades máximas para cada pilar da ponte. A partir desse momento obtêm-se os valores das ductilidades máximas em cada pilar. Com esses valores discretos, determina-se a ductilidade máxima para cada nível de intensidade através de uma aproximação com o recurso de uma função polinomial, que geralmente, costuma ser do segundo ou terceiro grau. Através desse processo pode-se concluir que a função da vulnerabilidade da ponte é determinada a partir das funções de vulnerabilidade dos pilares (Delgado, 2009).

4.8.4 – Caracterização estatística do efeito da ação

Como já indicado, para se realizar a determinação da probabilidade de ruína para este método é necessário enquadrar ambas as funções, resistência e exigência, em igual grandeza. Então será determinada uma função de distribuição dos efeitos da ação a partir da conjunção da função de probabilidade da ação com a função de vulnerabilidade (Delgado, 2009).

4.8.5 – Determinação da probabilidade de ruína

Pode-se considerar que uma estrutura entra em colapso, ruína, quando o valor da resistência, R , é ultrapassado pelo efeito da ação, EA , numa dada secção. O correspondente estado limite pode ser estabelecido de acordo com a equação 4.32:

$$R - EA < 0 \quad (4.32)$$

Então a probabilidade de ruína pode ser estabelecida quando ocorre um estado limite onde o valor da resistência seja ultrapassado pelo valor do efeito da ação, ou seja:

$$P_r = P(R - EA < 0) \quad (4.33)$$

Por conseguinte, através da função de distribuição do efeito da ação, F_{EA} , e da função densidade de probabilidade da resistência, f_R , obtêm-se o valor da probabilidade de ruína, como indicam os autores Borges *et al* (1972), Costa (1989), Duarte *et al* (1990), Nowak *et al* (2000) e Pinto (1994) e descrito na equação 4.34.

$$Pr = \int_{-\infty}^{+\infty} (1 - F_{EA}) f_R dx \quad (4.34)$$

Essa expressão é a função da convolução entre as funções descritas como se referiu na introdução e encontra-se representada na figura 4.11.

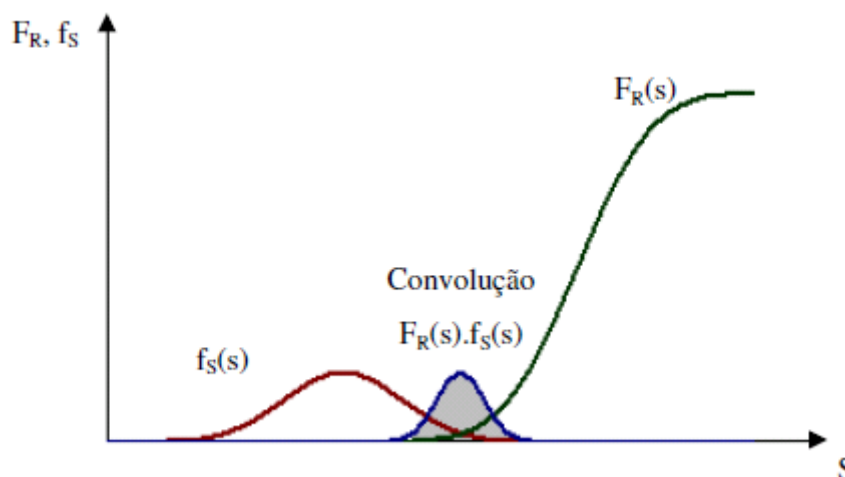


Figura 4.11 – Convolução de R e S para a determinação da probabilidade de ruína (Marques, 2011).

4.8.6 – Resumo dos procedimentos

Para a determinação da probabilidade de ruína e para se proceder a avaliação de segurança de uma estrutura considerando o seu comportamento não linear pode ser resumido em cinco procedimentos, como indica a figura 4.12, que são os seguintes (Delgado, 2009):

1. Caracterização da ação sísmica, para o local em que se situa a estrutura, através da definição do valor da aceleração de pico e da correspondente lei de distribuição estatística, normalmente uma lei de valores extremos (identificada na figura 4.12 por 1);
2. Caracterização estatística dos parâmetros que definem a resistência das secções, normalmente através dos seus valores médios e correspondentes coeficientes de variação, necessários para a definição de leis de distribuição normais, correntemente usadas para a caracterização dos materiais (identificada na Figura 4.12 por 2);
3. Obtenção das funções de vulnerabilidade, procedendo à determinação, para valores crescentes da ação sísmica, dos máximos valores dos parâmetros adotados para caracterizar a resposta sísmica, neste caso, a ductilidade exigida aos pilares (identificada na Figura 4.12 por 3);
4. Determinação da função densidade de probabilidade dos efeitos da ação, conjugando a função densidade de probabilidade da ação com a função de vulnerabilidade da estrutura (identificada na Figura 4.12 por 4) (Delgado, 2009).

5. Cálculo do valor da probabilidade de ruína, obtida através da convolução entre a função distribuição do efeito da ação, F_{EA} , e da função densidade de probabilidade da resistência, f_R (equação 4.34) (identificada na Figura 4.12 por 5);

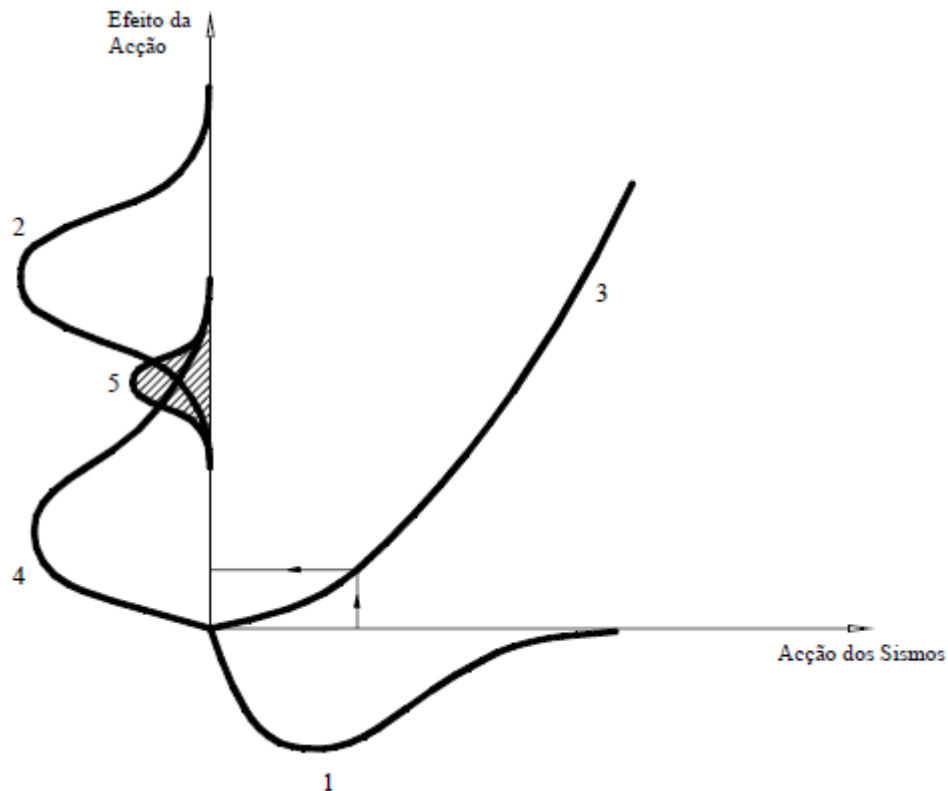


Figura 4.12 – Representação esquemática do processo de avaliação de segurança (Delgado, 2009).

4.9 Caso de estudo – Ponte de Lanheses sobre o Rio Lima

Através do último método de análise da probabilidade de ruína apresentado, metodologia probabilística através de funções de vulnerabilidade, vai-se analisar a influência da alteração das condições de apoio do encontro sul e sua consequência para a probabilidade de ruína. Apenas serão utilizados neste ponto os modelos longitudinais de barra para a intensidade de Lisboa. Então, para intensidade sísmica indicada, vai-se determinar probabilidade de ruína para o pilar P5.

4.9.1 – Caracterização da ação sísmica

Para fazer uma análise com caráter mais estatístico, vai se seguir o raciocínio de análise sísmica descrito em 3.7.2, recorrendo a cinco acelerogramas, com a duração de 20 segundos, gerados a partir do espectro de resposta da norma europeia de tipo 2 para caracterizar a ação sísmica. Com o recurso do software SeismoArtif definiu-se mais quatro envolventes para o acelerograma para além da envolvente Saragoni & Hart (1974), que são as seguintes:

- *Stationary*: a intensidade se mantém constante e igual 1.0 ao longo do tempo.
- *Trapezoidal*: é baseado em Jennings *et al* (1968) e foi estabelecido um período descendente e ascendente de cinco segundos;
- *Exponential*: esta envolvente é baseada em Liu (1969) em que α e β tomam os valores de 0,1 e 0,5 respetivamente;
- *Compound*: esta envolvente também é baseada nos autores indicados para Trapezoidal, neste caso é definido um tempo ascendente de 5 segundos e um 15 segundos para zona de intensidade igual 1.0, os parâmetro energia e α mantiveram-se os valores por defeito que são 3 e 1 respetivamente.
- *Trigonometric*: para este caso optou-se por um tempo ascendente de 2,5 e um 15 segundos para zona de intensidade igual 1.0.

Após definidos os acelerogramas, vão ser executadas cinco análises sísmicas para cada acelerograma de forma a variar o valor de pico de intensidade sísmica de 0,5 até 2,5.

4.9.2 – Capacidade estrutural

Para a capacidade estrutural, ou a função densidade de probabilidade de ductilidade, considerou-se um desvio padrão de 0,20 e uma ductilidade da capacidade de resistência obtida pelo quociente da curvatura última (C_u) pela curvatura de cedência (C_y), de forma a evitar o demoroso processo de cálculo enunciado em 4.6.1. A C_y foi retirada do diagrama momento-curvatura da secção no sentido longitudinal, figura 3.41, e a C_u considerou-se o valor da curvatura de 80% do momento máximo atingido pela secção.

4.9.3 – Caracterização das funções de vulnerabilidade

Para obter as funções de vulnerabilidade do pilar P5 fez-se variar a intensidade sísmica, conforme indicado em 4.9.1, de forma a influenciar as acelerações máximas. Então, conforme se aumenta a intensidade sísmica, aumentam as ductilidades máximas exigidas na base do pilar e aumentam incursões não lineares na mesma base. Na figura 4.13 apresenta-se uma função de vulnerabilidade do pilar P5 ajustada por mínimos quadrados à ductilidade média em cada intensidade. A linha a vermelho representa o polinómio de grau 3 criado a partir da média das ductilidades de cada intensidade sísmica. Os pontos azuis permitem observar a dispersão das ductilidades máximas por intensidade sísmica.

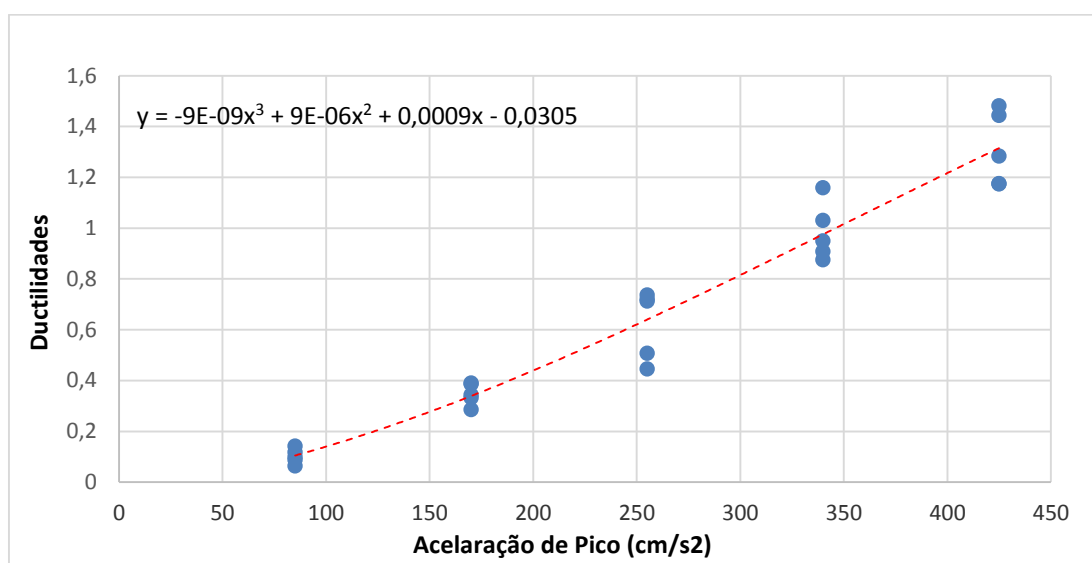


Figura 4.13– Função de Vulnerabilidade P05 - M.L.B.4 LP6 LISBOA.

4.9.4 – Análise dos resultados

Os resultados expostos em 3.7.7.2 e os valores da tabela 4.3, sugerem que a alteração do encontro sul interfere com a probabilidade de ruína do pilar P5. Este foi um dos pilares mais afetados com essa mudança estrutural, seria espetável que a sua probabilidade de ruína fosse superior no modelo versão 4. As alterações estruturais trazem uma modificação na distribuição dos esforços, que pode ser benéfica ou prejudicial para um, ou mais elementos da estrutura. Em suma, deve ficar realçado que, em fase de dimensionamento de uma estrutura deve-se estudar o melhor esquema estrutural para uma melhor distribuição dos esforços, sobretudo os resultantes da ação sísmica.

Tabela 4.3 – Probabilidade de ruína do P05 para cada modelo.

MODELOS	M.L.B.2	M.L.B.4
INSTENSIDADE	Lisboa	Lisboa
P _R	3,7616x10 ⁻⁷	1,1016x10 ⁻⁶

Os resultados obtidos na tabela 4.3 da probabilidade de ruína dos modelos em estudo são inferiores ao valor limite razoável para pontes (10^{-5}). Mas os valores determinados poderão se encontrar com uma margem de erro devido às simplificações executadas. Como referido em 4.9.2, não se determinou a capacidade de acordo com o estabelecido para este método, mas utilizou-se um valor de desvio padrão usual para pilares de betão armado. A secção desse pilar é relativamente esbelta na direção longitudinal, logo esse valor do desvio padrão pode não ser o mais indicado para se utilizar. Também a própria determinação da ductilidade da capacidade de resistência poderá sofrer um desvio considerável em relação ao valor se fosse determinado conforme o indicado no método HCL.

5

ENSAIO EXPERIMENTAL

5.1 Introdução

Os pilares de betão armado, segundo relatórios sísmicos mais recentes, são os elementos das pontes que sustentam mais dano. A segurança estrutural da ponte está dependente da capacidade resistência estrutural dos respetivos pilares, por isso, torna-se fundamental estudar as melhores técnicas de reforçar esse elemento. Usualmente os pilares ocos detêm uma secção com grandes dimensões, com varões de aço longitudinais ao longo das faces exteriores e interiores e, ao contrário dos pilares sólidos, o efeito de corte tem uma grande importância no comportamento do pilar a ações cíclicas. Assim, deve-se dar atenção especial a esse problema quando se procede à avaliação da sua resistência estrutural e ao reforço que se prevê utilizar, sendo necessário dispor de procedimentos numéricos devidamente calibrados com ensaios experimentais, de forma a aperfeiçoar o método de modelação e dimensionamento (Delgado *et al.*, 2012).

Então, debruçando-se sobre a problemática do efeito de corte nos pilares ocos, no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE), situado na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), realizou uma campanha experimental com pilares ocos de secção quadrada e retangular, com o objetivo de estudar o comportamento dos pilares a ações cíclicas e posteriormente diferentes estratégias para o seu reforço. No total executaram-se 12 provetes, seis provetes para cada tipo de secção de forma a representar o pilar de betão armado com secção oca com uma relação de escala 1:4 (Delgado, 2009). Neste capítulo vai apresentar o ensaio ao pilar PO2-N06-R1 e seus resultados, e compará-los com os outros ensaios já realizados. Esse tipo de campanha já foi realizado na Universidade de Pavia, em Itália, com pilares ocos de secção quadrada, conforme os seguintes trabalhos: Calvi *et al* (2005) e Pavese *et al* (2004).

O sistema de ensaio (esquematizado nas figuras 5.1 e 5.2) executado para essa campanha consiste em submeter os pilares a uma carga axial e simultaneamente uma força horizontal com grandeza e sentido variável, encontrando-se o setup preparado para a aplicação de forças horizontais em duas direções ortogonais. Este sistema está preparado para ensaiar pilares com uma escala razoável, de 1:2 para pilares de edifícios e até 1:4 para pilares de pontes, permitindo a aplicação de uma carga axial constante (Delgado, 2009).

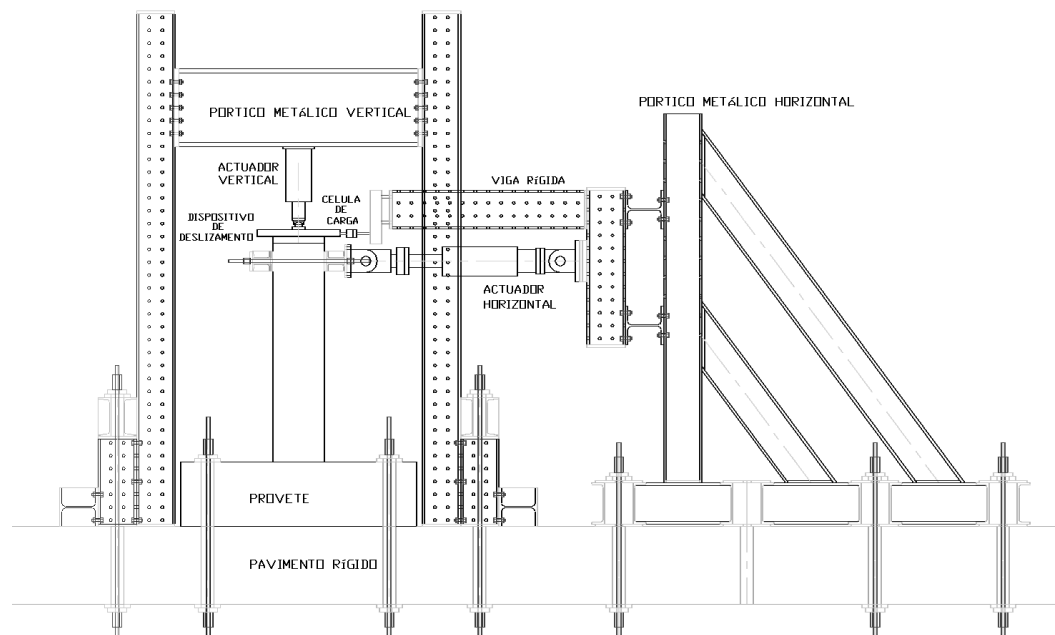


Figura 5.1 – Esquema geral do setup de ensaio do LESE (Delgado, 2009).



Figura 5.2– Vista geral do setup ensaio do LESE (Delgado, 2009).

A descrição do setup de ensaio, respetivo desenvolvimento e instrumentação, pode ser consultada em Delgado *et al* (2007a), Delgado *et al* (2007b), Delgado *et al* (2009), Delgado (2009), tal como os ensaios preliminares de calibração. Este sistema de ensaio desenvolvido pelo LESE demonstrou uma grande capacidade para a realização dos ensaios pretendidos, permitindo num tempo relativamente curto, a execução de um ensaio cíclico completo com uma grande fiabilidade nos resultados (Delgado, 2009).

5.1.1 – Características dos provetes

Como já foi indicado, para esta campanha experimental foram executados 12 provetes, onde seis destes têm uma secção quadrada oca e outros seis, uma secção retangular oca. Os pilares de secção quadrada oca tem a dimensão de 450 mm, enquanto os de secção retangular têm as dimensões de 450x900 mm. Ambas as secções contêm armadura longitudinal distribuída nas duas faces da secção oca, onde na secção quadrada 40 varões e na retangular 64 varões todos do diâmetro 8 mm, como se pode observar na figura 5.3 (Delgado, 2009).

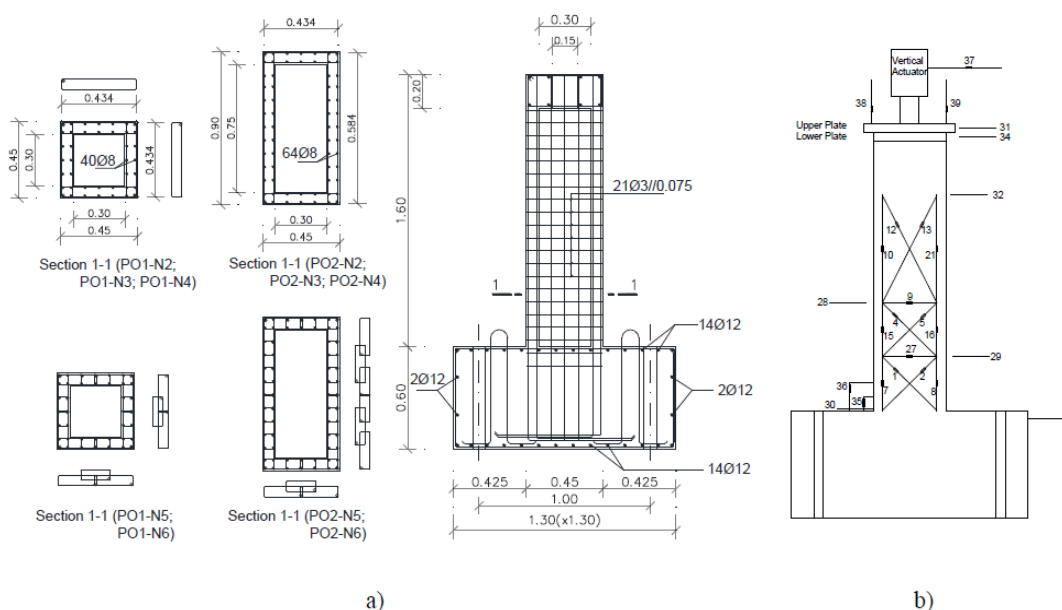


Figura 5.3– Provetes de pilares de secção oca: a) geometria de um tipo de provete e b) localização dos LVDT (Delgado *et al*, 2012).

Na execução dos provetes recorreu-se a três séries de betonagem, como demonstra a tabela 5.1. Devido ao fator de escala utilizou-se uma granulometria máxima nos inertes de 9,5mm, correspondendo à utilização do peneiro 3/8". Relativamente às armaduras transversais, na primeira e segunda série, utilizou-se a disposição usada na campanha da Universidade de Pavia. Enquanto na última série executou-se três tipos de disposição. O primeiro tipo de disposição de armadura transversal (N4) manteve a disposição dos pilares anteriores, o segundo tipo (N5) utilizou as disposições indicadas na norma europeia EC8 (2009) e, por fim, no último tipo optou-se por dobrar a área transversal mantendo as disposições da norma europeia. Para organização dos dados de ensaio e facilitar a designação de cada pilar oco (referenciado como PO) foi criada uma nomenclatura simples, tendo em consideração em primeiro lugar a geometria da sua secção de betão: PO1 para secção quadrada e PO2 para secção retangular. Em seguida, para cada um destes grupos, existe ainda uma letra (N – normal; R – reforçado) e uma identificação associada à numeração de cada pilar, de 1 a 6, definida em correspondência com a ordem de cada série de betonagem e disposição de armaduras (Delgado, 2009).

Tabela 5.1– Mapa de pilares originais (Delgado, 2009).

Pilares	Secção Quadrada	Secção Retangular
1ª Série de Betonagem	PO1-N1	PO2-N1
2ª Série de Betonagem	PO1-N2	PO2-N2
	PO1-N3	PO2-N3
3ª Série de Betonagem	PO1-N4	PO2-N4
	PO1-N5	PO2-N5
	PO1-N6	PO2-N6

As propriedades do betão e das armaduras estão descritas em Delgado (2009). Na tabela 5.2 encontra-se o resumo dessas características dos provetes de betão.

Tabela 5.2– Resumo das características dos pilares originais (Delgado, 2009).

Designação	Geometria	Betão	Arm. Long.		Arm. Transv.		
			área	aço	ϕ (mm)	f_{sy} (MPa)	tipo
PO1-N1	Quadrado	C20/25	40 ϕ 8	A500	3.8	390	2 ramos
PO2-N1	Retangular	C20/25	64 ϕ 8	A500	3.8	390	2 ramos
PO1-N2	Quadrado	C25/30	40 ϕ 8	A400	2.6	437	2 ramos
PO1-N3	Quadrado	C25/30	40 ϕ 8	A400	2.6	437	2 ramos
PO2-N2	Retangular	C25/30	64 ϕ 8	A400	2.6	437	2 ramos
PO2-N3	Retangular	C25/30	64 ϕ 8	A400	2.6	437	2 ramos
PO1-N4	Quadrado	C25/30	40 ϕ 8	A500	2.6	443	2 ramos
PO1-N5	Quadrado	C25/30	40 ϕ 8	A500	2.6	443	2 ramos (EC8)
PO1-N6	Quadrado	C25/30	40 ϕ 8	A500	2.6	443	4 ramos (EC8)
PO2-N4	Retangular	C25/30	64 ϕ 8	A500	2.6	443	2 ramos
PO2-N5	Retangular	C25/30	64 ϕ 8	A500	2.6	443	2 ramos (EC8)
PO2-N6	Retangular	C25/30	64 ϕ 8	A500	2.6	443	4 ramos (EC8)

5.1.2 – Estimativa da capacidade resistente

Para permitir uma melhor interpretação dos resultados determinou-se numericamente, recorrendo a processos simples, a capacidade resistente ao corte e à flexão de cada provete. Enquanto para a determinação da capacidade de flexão foram realizados cálculos simples ao nível da secção, na estimativa da capacidade de corte recorreu-se a metodologia sugerida por Priestley *et al.* (1996), conhecida por modelo de corte UCSD (Kowalsky & Priestley, 2000), em que resistência de corte, V_d , é determinada pela equação 5.1:

$$V_d = V_c + V_s + V_p \quad (5.1)$$

Onde V_c , V_s e V_p são as componentes da força de corte correspondente à resistência do betão, armadura transversal e esforço axial. Na tabela 5.3 encontra-se o resumo dos valores da capacidade de flexão e de corte que foram obtidos para uma força axial de 250 kN (exceto o PO2-N3 que a força axial foi de 440 kN), que corresponde a uma força reduzida de 0.08 para os pilares de secção quadrada e de 0.05 para os pilares de secção retangular (Delgado *et al*, 2012).

Tabela 5.3– Resumo da capacidade de flexão e de corte (kN) (Delgado, 2009).

Designação	Geometria	Capacidade de Flexão		Capacidade de Corte	
		cedência	última	ductilidade de 2	ductilidade de 8
PO1-N1	Quadrado	200	220	205	150
PO2-N1	Retangular	300	330	205	150
PO1-N2	Quadrado	155	180	170	105
PO1-N3	Quadrado	155	180	170	105
PO2-N2	Retangular	230	265	170	105
PO2-N3	Retangular	255	290	200	135
PO1-N4	Quadrado	185	215	170	105
PO1-N5	Quadrado	185	215	170	105
PO1-N6	Quadrado	185	215	220	160
PO2-N4	Retangular	280	320	170	105
PO2-N5	Retangular	280	320	170	105
PO2-N6	Retangular	280	320	220	160

5.2 Síntese dos resultados dos pilares originais

O dano dos banzos do pilar (face norte e sul, faces normais a força horizontal aplicada) exibiu fendas horizontais ao longo da altura do pilar. Nas almas (face este e oeste, paralelas a força horizontal aplicada) apresentaram danos mais elevados, exibindo fendas inclinadas e esmagamento do betão em algumas zonas, por vezes, essa patologia abrangia toda a altura do pilar, como se pode verificar na figura 5.4. Normalmente esse padrão de danos está associado a mecanismos de rotura por corte revelando uma capacidade do pilar insuficiente para resistir a esse fenómeno. Mas alguns pilares quadrados apresentaram um mecanismo de colapso misto, flexão/corte, como se pode observar na tabela 5.4 (Delgado *et al*, 2012).

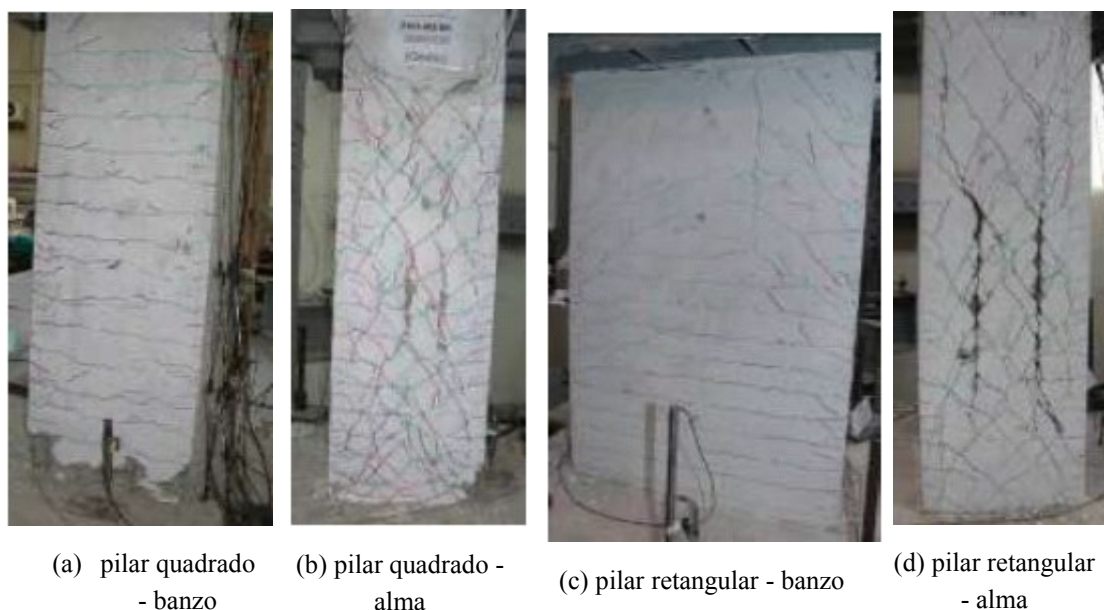


Figura 5.4– Típicos danos finais nas almas e banzos para pilares retangulares e quadrados de secção oca (Delgado *et al*, 2012).

Na tabela 5.4 é apresentado um resumo das capacidades de corte e flexão obtidas nos ensaios experimentais e o respetivo mecanismo de colapso. A definição para deslocamento de rotura corresponde ao instante em que o valor de força horizontal aplicada ao pilar é 80% da força máxima. Para a maior parte dos pilares a resistência ao corte está muito abaixo da resistência à flexão, estando a força máxima obtida no ensaio perto da força máxima de corte determinada numericamente. Mas, em alguns casos, a força obtida no ensaio conseguiu atingir a força de pico determinada numericamente (Delgado *et al*, 2012).

Tabela 5.4– Resumo dos resultados obtidos nos ensaios nos pilares originais (Delgado, 2009).

Pilar	Cap. Flexão Numérica (kN)	Cap. Corte Numérica (kN)	Força max. Experimental (kN)	Desloc. rotura Experimental (mm)	Modo de rotura
PO1-N2	155/180	170/105	130	33	Flexão/Corte
PO1-N3	155/180	170/105	130	33	Flexão/Corte
PO1-N4	185/215	170/105	170	25	Corte
PO1-N5	185/215	170/105	170	25	Corte
PO1-N6	185/215	220/160	210	30	Corte
PO2-N2	230/265	170/105	190	25	Corte
PO2-N3	255/290	200/135	220	25	Corte
PO2-N4	280/320	170/105	190	30	Corte
PO2-N5	280/320	170/105	200	30	Corte
PO2-N6	280/320	220/160	250	40	Corte

5.2.1 – Resultados experimentais do PO1-N4 vs PO1-N6

Na figura 5.5 estão ilustrados os resultados experimentais dos ensaios aos pilares quadrados PO1-N4 e PO1-N6. Apesar de ambos os pilares possuírem a mesma resistência à flexão, cerca de 200 kN, devido à mesma área dos varões longitudinais, houve uma rotura prematura por mecanismo de corte no pilar PO1-N4. Por outro lado, no pilar PO1-N6, alcançou a resistência máxima de flexão, mas com uma capacidade de ductilidade baixa, o que levou a rotura por corte (Delgado *et al*, 2012).

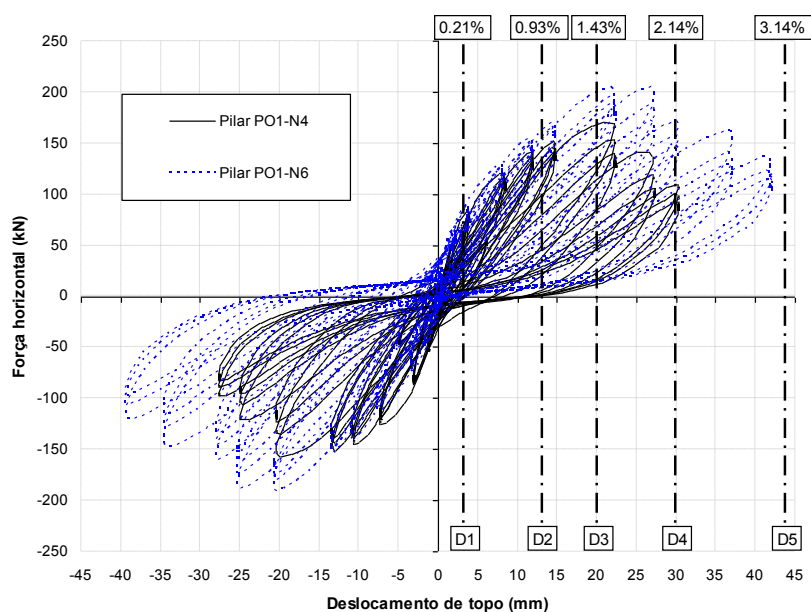


Figura 5.5 – Resultados dos ensaios PO1-N4 vs PO1-N6 (Delgado *et al*, 2012).

5.2.2 – Resultados experimentais do PO2-N6

No ensaio do pilar PO2-N6 observou-se uma melhoria significativa no seu comportamento às ações impostas, devido ao efeito da duplicação da armadura transversal. Este pilar atingiu um nível de força previsto numericamente mas, não sendo suficiente para atingir o nível de força necessário para a cedência dos varões longitudinais. No entanto, o nível de força residual obtido no final do ensaio deste pilar é apenas ligeiramente inferior ao valor máximo de pico do pilar semelhante PO2-N5, esses valores ocorrem para um deslocamento praticamente duplo deste último. Em relação ao pilar PO2-N4, que tem menos 50% da armadura transversal, conseguiu controlar melhor a componente de deformação por corte, sendo portanto maior a componente de deformação por flexão e exigindo, desta forma, maiores extensões na armadura longitudinal, como se pode observar na figura 5.6 (Delgado, 2009)

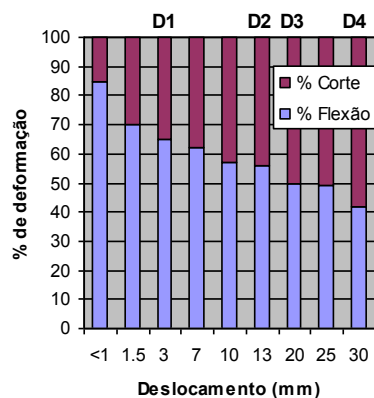


Figura 5.6 – Componente de deformação por corte e flexão PO2-N6.

No entanto, a rotura desse pilar deu-se por mecanismo de corte, não sendo possível observar a eficiência da armadura transversal tendo em vista a prevenção da encurvadura da armadura longitudinal (Delgado, 2009).

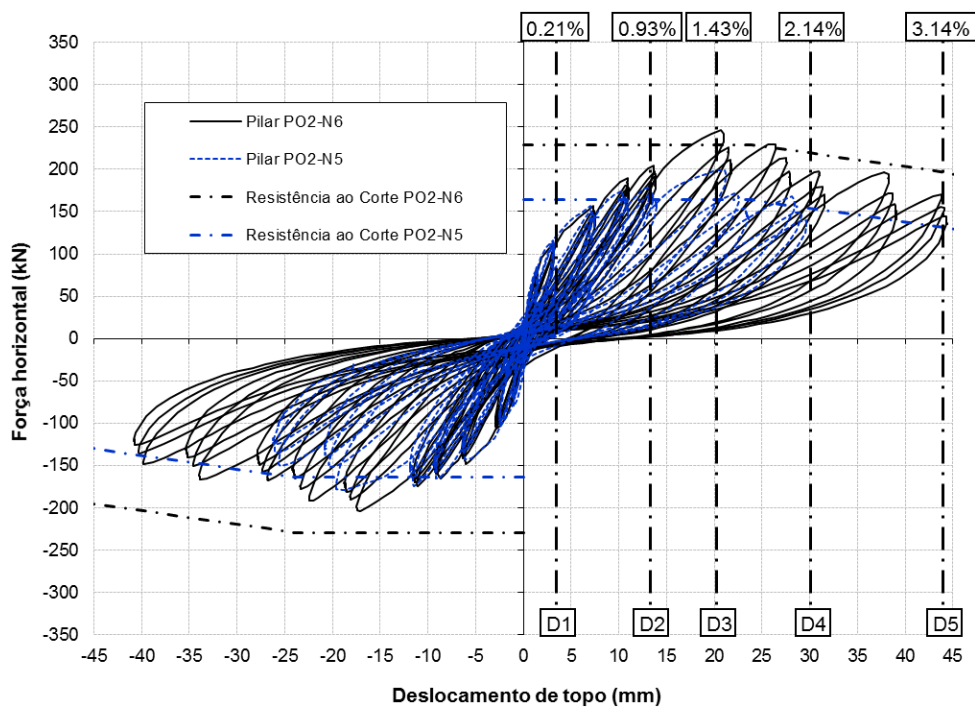


Figura 5.7 – Comparação dos dados experimentais PO2-N6 vs PO2-N4.

Os danos finais das almas, para o último nível de controlo, podem ser observados na figura 5.8, onde as zonas de maior concentração de danos se desenvolvem praticamente em duas linhas verticais, correspondentes aos dois varões longitudinais que delimitam o laço do estribo central (ver figura 5.3 da disposições das armaduras). Os laços dos estribos adicionais na zona central das almas parecem conferir uma maior resistência nessa zona e, pelo contrário, uma elevada fragilidade nas linhas de transição para as zonas com menos armadura transversal, prenunciando a rotura por separação dos banzos (Delgado, 2009).

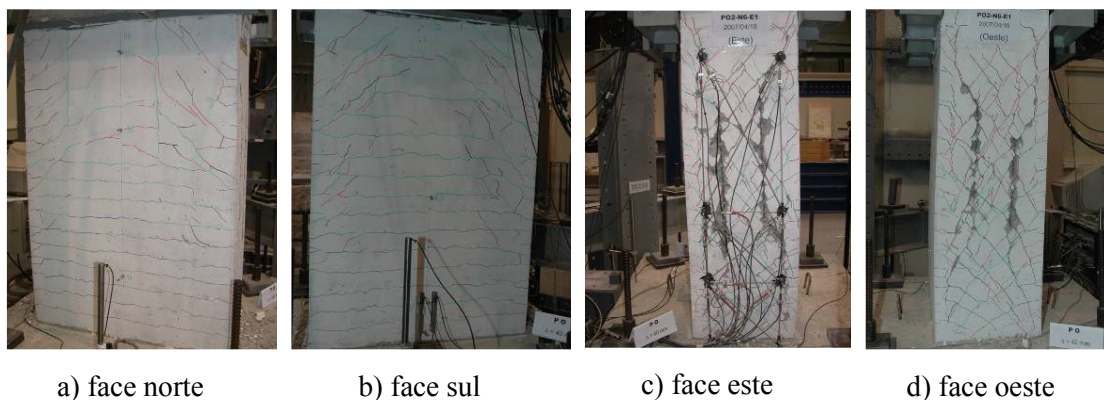


Figura 5.8 – Danos no pilar PO2-N6 para o deslocamento último (Delgado, 2009).

Na parte inferior das almas surgiram fendas que apresentavam, inicialmente, uma inclinação de 45°, portanto, parecidas com as fendas que aparecem do lado exterior. Na parte final do ensaio essas fendas aparecem com mais inclinação, como se pode observar a figura 5.9, aparecendo a maior concentração de danos em duas linhas verticais, exatamente como foi explicado para a face exterior (Delgado, 2009).

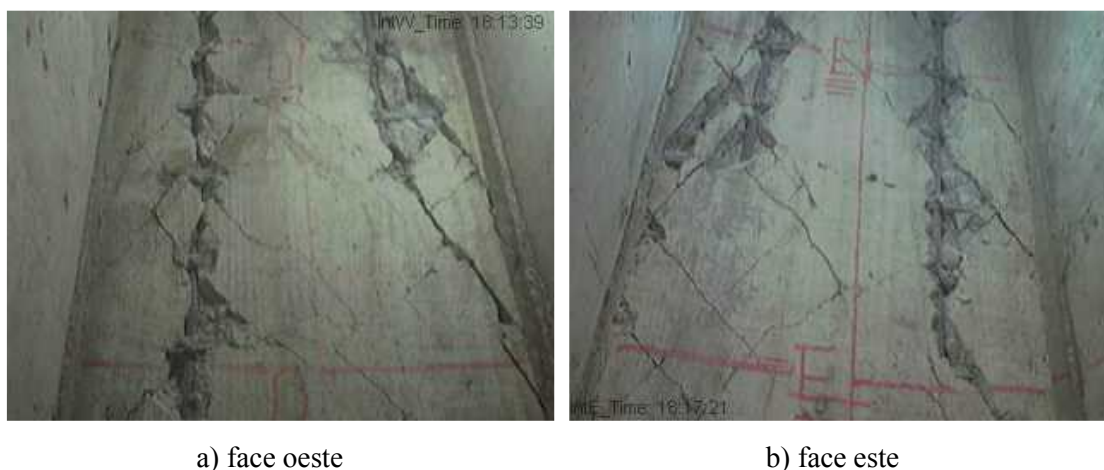


Figura 5.9 – Danos internos no pilar PO2-N6 para o deslocamento último (Delgado, 2009).

5.3 Pilares Reforçados

As técnicas de reforço têm como objetivo aumentar a resistência ao corte e a ductilidade dos elementos estruturais. Surge então a importância da realização de campanhas de ensaios cíclicos aos elementos de betão armado reforçados para estabelecer as principais estratégias e princípios, de modo a racionalizar em função da quantidade versus resistência à utilização do reforço e, assim, otimizando as metodologias de dimensionamento.

Após a realização dos ensaios dos pilares reforçados observou-se que foi difícil de explorar níveis elevados de ductilidade devido às mantas de CFRP que não conseguiram acompanhar as deformações das almas. Isto resultou na rotura das mantas em níveis de ductilidade nunca superiores a 4. Seguidamente serão apresentados alguns resultados dos ensaios realizados no trabalho de Delgado (2009).

5.3.1 – Processo de reforço e dimensionamento

No final dos ensaios dos provetes procedeu-se à sua reparação e reforço, por uma empresa externa (S.T.A.P. - Reparação, Consolidação e Modificação de Estruturas, S.A.) especializada neste tipo de trabalhos, de acordo com os seguintes passos principais: 1) delimitação da zona a reparar; 2) remoção e limpeza da zona de betão danificado; 3) emenda e soldadura dos varões longitudinais danificados ou que tenham encurvado; 4) reforço interior com barras metálicas horizontais (caso se aplique); 5) colocação da cofragem e enchimento com betão (do tipo Microbeton, que consiste num micro betão pré-misturado, modificado com aditivos especiais para reduzir a retração na fase plástica e hidráulica); 6) reforço exterior com mantas de carbono (CFRP), com as seguintes propriedades: Módulo de Elasticidade, $E_j = 240$ GPa, capacidade resistente última, $f_{ju} = 3800$ MPa e extensão última, $\varepsilon_{ju} = 0.0155$. No processo de reforço foi-se variando a disposição e número de camadas das cintas de CFRP, chegando em dois casos aplicar também barras de aço no interior com se pode observar na figura 5.10 (Delgado *et al*, 2012).

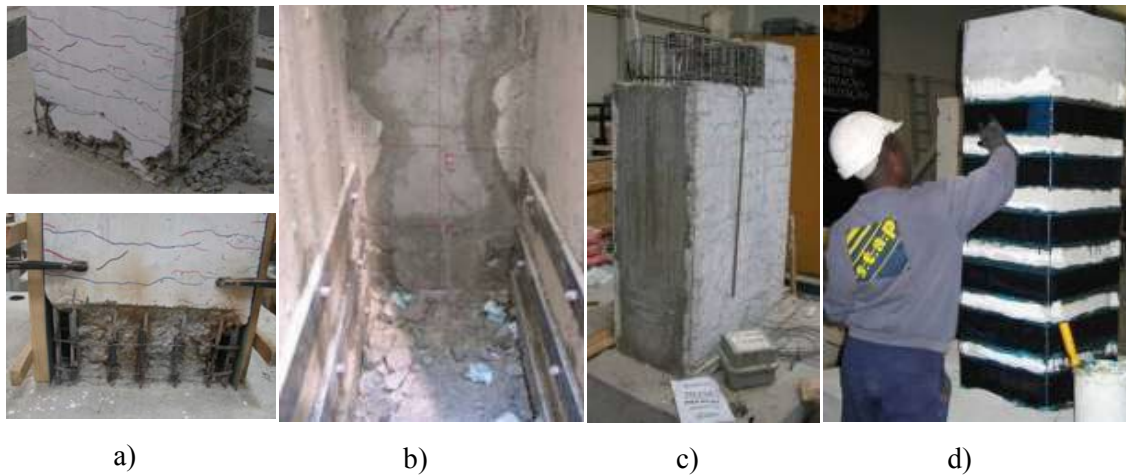


Figura 5.10 – Reparação e reforço dos pilares ocos (Delgado, 2009).

Através da metodologia sugerida por Priestley *et al.* (1996) fez-se o dimensionamento do reforço ao corte com bandas de CFRP's com o objetivo de determinar a espessura das bandas a aplicar aos pilares ocos para que a resistência ao corte superasse a resistência à flexão, mantendo as dimensões originais do pilar de betão. Então a resistência ao corte, V_d , é determinada pela seguinte equação:

$$V_d = V_c + V_s + V_p + V_{sj} \quad (5.2)$$

em que V_c , V_s , V_p e V_{sj} são as componentes da força de corte correspondente à resistência do betão, armadura transversal, esforço axial e respetiva contribuição do reforço em CFRP ou encamisamento metálico (Delgado *et al.*, 2012). Essa contribuição é dimensionada de acordo com equação 5.3 conforme indicada por Priestley *et al.* (1996).

$$V_{sj} = \frac{A_j}{s} f_j * h * \cot \theta \quad (5.3)$$

Onde h é a dimensão da secção transversal do pilar paralela à direção de aplicação da força de corte, A_j é a área da secção transversal das bandas de reforço espaçadas da distância s e inclinadas de um ângulo θ relativo ao eixo do pilar e por fim, f_j é o nível de tensão das bandas adotada para dimensionamento. No trabalho executado por Delgado (2009) avaliou-se a capacidade de resistente ao corte dos pilares com bandas de CFRP, conforme a equação 5.3 considerando para o valor de f_j o valor da capacidade resistente última das fibras à tração.

5.3.2 – Resultados experimentais do PO1-N6-R1

Para o pilar PO1-N6-R1, figura 5.11, utilizou-se como reforço uma camada de CFRP com a espessura de 0,117 mm por 100 mm de largura, espaçadas 100 mm ao longo da altura do pilar de forma a aumentar a resistência ao corte. O objetivo do reforço deste pilar era aumentar em 40% a força de resistência ao corte em relação a força máxima que pode ser mobilizada para a flexão (Delgado *et al*, 2012).

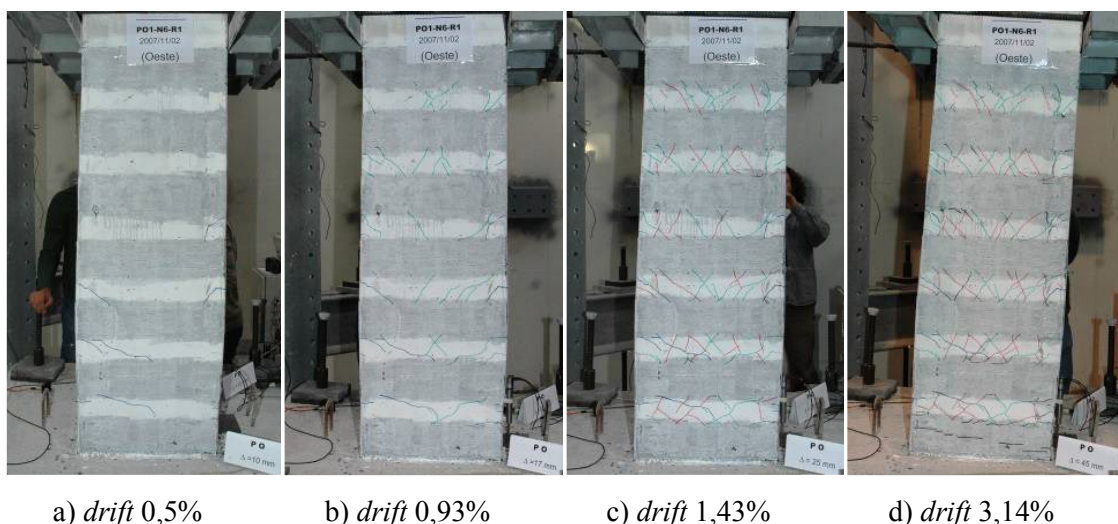


Figura 5.11 – Evolução dos danos no pilar PO1-N6-R1, face Oeste (Delgado, 2009).

Devido à prevenção de rotura por corte e melhoria do confinamento na base, verificam-se significativos aumentos no nível de deslocamento máximo atingido e consequente ganho em ductilidade disponível, atingindo-se agora um valor de ductilidade em deslocamento de aproximadamente 3. A utilização desse reforço evidenciou significativos benefícios no comportamento do pilar, visto que através deste permitiu uma mobilização do mecanismo de flexão, com uma deformação plástica na base do pilar e com uma ductilidade satisfatória (Delgado *et al*, 2012). Na Figura 5.12, ilustra-se a comparação entre o pilar original e o reforçado (PO1-N6 e PO1-N6-R1), onde se constata que a força resistente máxima atingida foi sensivelmente idêntica, confirmando-se que no pilar original já tinha sido atingida uma força horizontal de patamar, associada a um comportamento de flexão (Delgado, 2009).

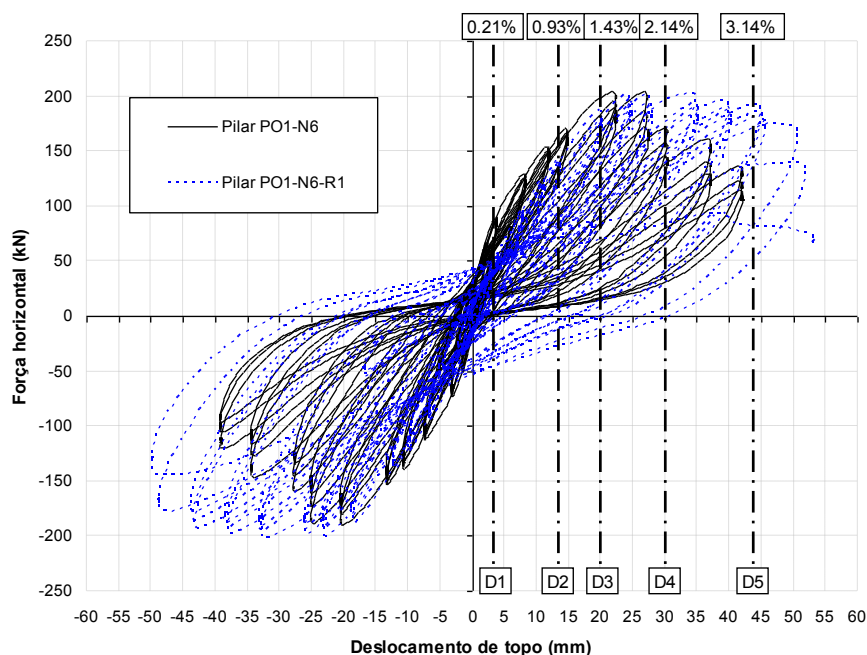
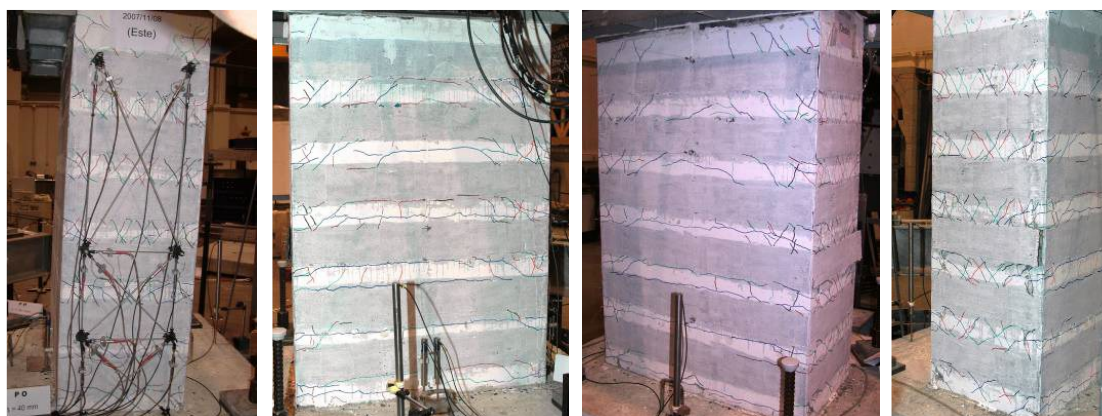


Figura 5.12 – Comparação dos resultados experimentais do pilar PO1-N6 vs PO1-N6-R1 (Delgado, 2009).

5.3.2 – Resultados experimentais do PO2-N5-R1 e PO2-N5-R2

Para o pilar PO2-N5-R1 aplicou-se uma camada de bandas CFRP com a espessura de 0,177 mm e largura de 100 mm, com igual espaçamento de 100 mm. Mas nesse pilar, optou-se por deixar um espaço livre de 100 mm junto à base com o objetivo de analisar a ductilidade disponível do pilar original se não tiver mecanismo de rotura por corte.

Quando se atingiu o *drift* 2,5% deu-se uma rotura prematura de uma banda de CFRP do lado oeste como se pode observar pela figura 5.13. Como se pretendia avaliar o comportamento a flexão do pilar, interrompeu-se o ensaio e reforçou-se convenientemente todo o pilar em toda a sua altura de modo a evitar qualquer fragilidade ao corte (Delgado, 2009).



a) face este

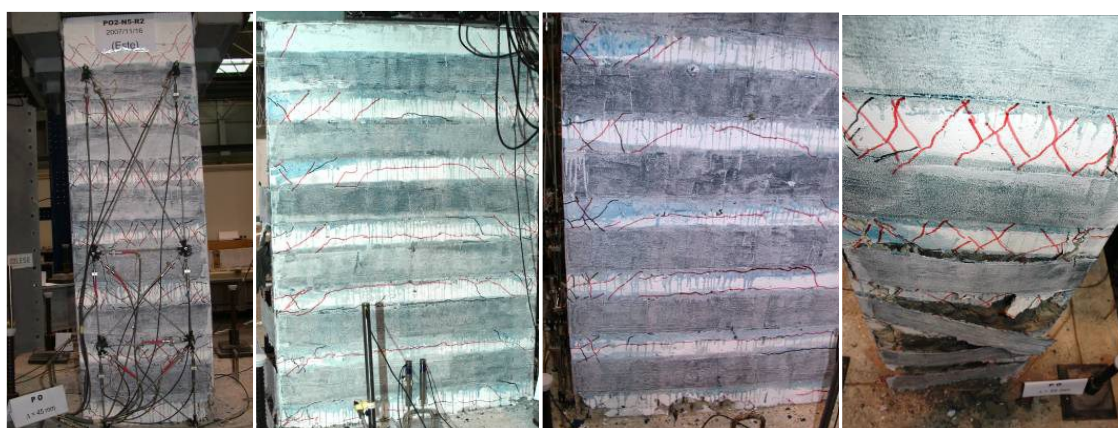
b) face sul

c) face norte

d) face oeste

Figura 5.13 – Danos finais no pilar PO2-N5 R1, correspondentes a um *drift* de 2,5% (Delgado, 2009)

Com esse novo reforço passou-se a designar o pilar por PO2-N5-R2, com o objetivo de atingir um mecanismo de colapso de flexão. Com o *drift* de 2,9% as quatro primeiras bandas de CFRP mais próximas da base do pilar, do lado Oeste, sofreram uma rotura brusca, originando um mecanismo de colapso do pilar por corte. Na figura 5.14 pode-se observar a os danos das fibras e respetivo betão danificado, bem como as fissuras que surgiram durante o ensaio (Delgado, 2009).



a) face este

b) face sul

c) face norte

d) face oeste

Figura 5.14 – Danos finais no pilar PO2-N5 R2, correspondentes a um *drift* de 2,9% (Delgado, 2009).

Também no interior do pilar, o maior dano encontrava-se na face Oeste do pilar. A evolução das fendas foram contidas, como se pode observar na figura 5.15, enquanto as bandas de CFRP não sofreu danos significativos. Nos ciclos em que se dá o colapso das fibras observa-se uma evolução rápida da espessura das fendas (Delgado, 2009).

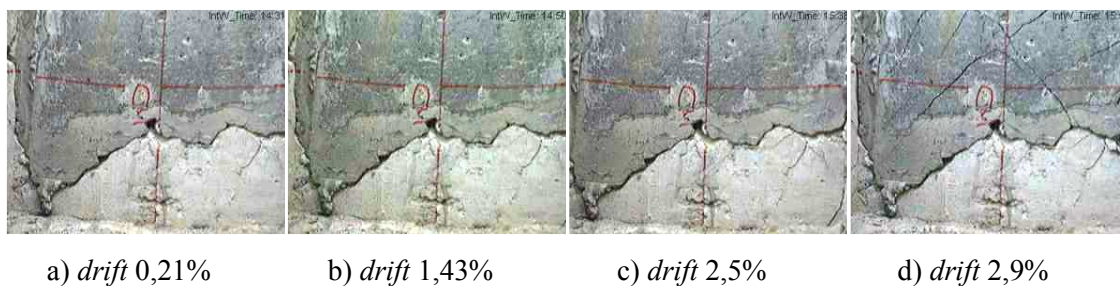


Figura 5.15 – Evolução dos danos no pilar PO2-N5-R2, vista interior da face Oeste (Delgado, 2009).

Através da análise dos resultados ilustrados na figura 5.16, pode-se concluir que o reforço executado mostrou um comportamento pouco satisfatório, nomeadamente em termos de deslocamento máximo atingido, mas mesmo assim o reforço apresentou uma capacidade resistente superior ao original. De facto o reforço não evitou o mecanismo de rotura por corte e o colapso foi originado pela rotura das bandas de CFRP junto a base (Delgado, 2009).

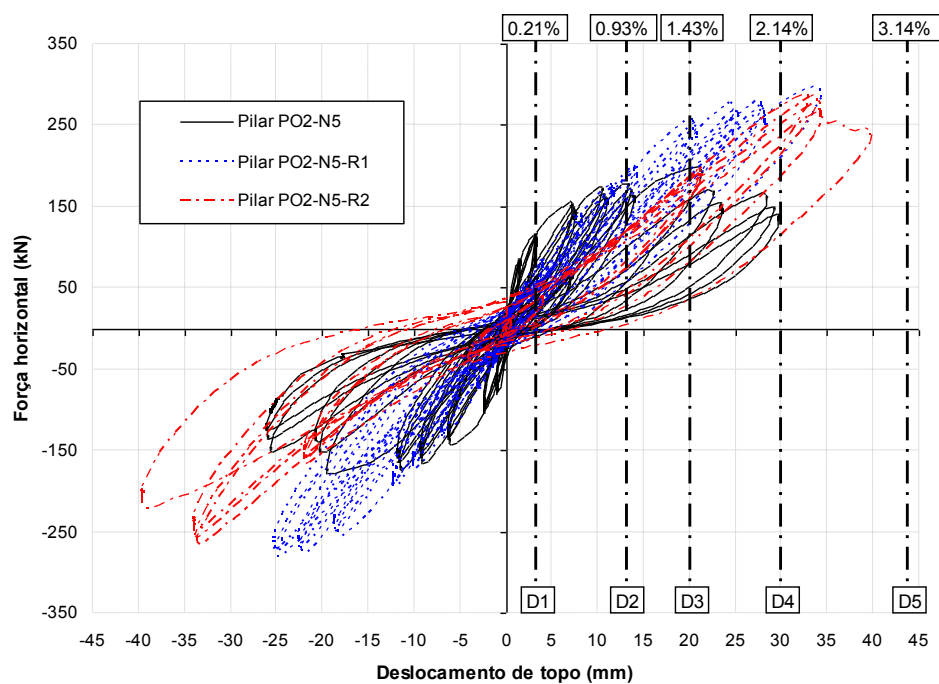


Figura 5.16 – Comparação dos resultados experimentais do PO2-N5-R2 com o PO2-N5-R1 e o PO2-N5 (Delgado, 2009).

5.4 Ensaio Experimental do PO2-N6-R1

Este ensaio será descrito e analisado com maior detalhe, devido ao maior comportamento e participação na sua realização.

Após delimitar a zona a reparar no PO2-N6 e efetuados os trabalhos de limpeza, soldadura e enchimento, como é explicado em 5.3.1, reforçou-se o pilar com uma camada de bandas CFRP com a espessura de 0,177 mm, largura de 100 mm e com espaçamento de 100 mm. À semelhança do PO2-N5-R1, optou-se por deixar um espaço livre de 100 mm junto a base com o objetivo de analisar a ductilidade disponível do pilar original se não tiver mecanismo de rotura por corte, como se pode observar na figura 5.17.



Figura 5.17 – Execução do reforço do pilar PO2-N5-R1.

Durante o ensaio a face mais danificada foi a face Este. A evolução dos danos está caracterizada na figura 5.18.

Nos ciclos iniciais, até ao *drift* 0,21%, a fendilhação observada foi bastante reduzida, surgindo apenas reaberturas de fendas horizontais nos banzos relativa à flexão e fendas inclinadas, fendas de corte, com pequenas espessuras nas faces laterais. As fendas horizontais surgem mais concentradas junto a base e depois vão ficando mais dispersas conforme o desenvolvimento do pilar em altura.

Ao atingir um deslocamento de topo de 19 mm (*drift* 1,43%) surgiram novas fendas nas faces laterais, como se pode observar na figura 5.18 b, com uma inclinação ligeiramente superior ao *drift* 0,21%. Essas fendas atingiram uma abertura de 0,20 mm na face oeste e 0,25 mm na face este. Nas faces norte e sul as fendas atingiram uma espessura de 0,20 mm. Na 3ª banda de fibra começou a surgir um pequeno destacamento da resina.

Nos ciclos seguintes até ao *drift* 2,5% continuou-se a ouvir o ruído compatível com fibras a ceder. No canto sudoeste observou-se um esmagamento ligeiro do betão. Houve uma evolução na abertura de fendas com a espessura de 0,65 mm e 0,75 mm nas faces este e oeste, respetivamente. Nos banzos, apesar de continuar uma concentração de fendas junto à base do pilar, começaram a surgir mais fendas ao longo da altura. Nessas faces a abertura de fendas atingiu os 0,50 mm.

Antes de atingir um *drift* 3,07%, no deslocamento de topo de 45mm, rompeu-se a segunda banda de fibras no alinhamento interior do lado sul. Ao atingir o *drift* 3,07%, logo no primeiro ciclo, rompeu-se a 3ª, 4ª, 5ª e 6ª bandas de fibras, por ordem crescente, no canto nordeste como se pode observar na figura 5.19 a. Posteriormente rompeu-se a 1ª camada de fibra com a mesma localização das anteriores. Após a rotura brusca das fibras e colapso das mesmas o pilar perdeu grande parte da capacidade de resistência ao corte, como se pode observar na figura 5.19. Finalmente, com o setup parado, observou-se uma elevada deterioração do betão e alguns fenómenos de encurvadura dos varões longitudinais.

a) *drift* 0,21%b) *drift* 1,43%c) *drift* 2,5%d) *drift* 3,07%

Figura 5.18 – Evolução dos danos no pilar PO2-N6-R1, vista exterior da face Este.



a) face este

b) face sul

c) face norte

d) face oeste

Figura 5.19 – Danos finais no pilar PO2-N6-R1, correspondentes a um *drift* de 3,07%.

A evolução dos danos na parede interior oeste podem ser observados na figura 5.20. A sua evolução foi igual ao registado no ensaio do PO2-N5-R2. Até ao *drift* 2,5% houve uma contenção nas fendas interiores devido a cintas de CFRP que não sofreram danos significativos. Nos últimos ciclos, quando se dá a rotura brusca das fibras e consequente colapso, tornam-se visíveis algumas fendas na parte interior do pilar que leva a uma rápida redução da capacidade do pilar.

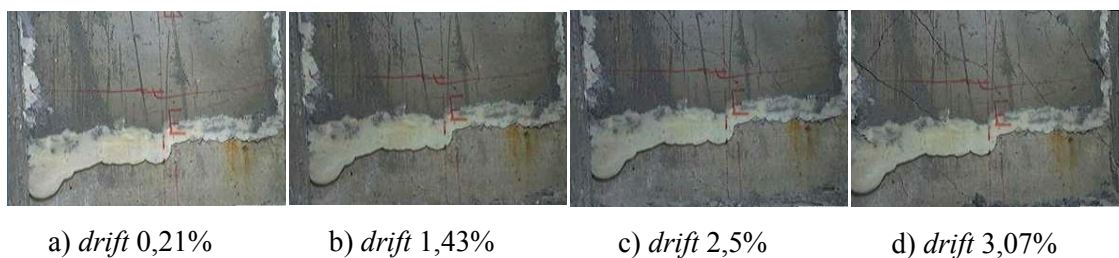


Figura 5.20 – Evolução dos danos no pilar PO2-N6-R1, vista interior da face Este.

Apesar do mecanismo de rotura do pilar PO2-N6-R1 ser de corte, observou-se que para os mesmos níveis de deslocamento um acréscimo de força máxima atingida superior a 50% do pilar original (PO2-N6) que pode ser observado na figura 5.21. Logo obteve-se um comportamento com maior contribuição da flexão do que no ensaio do pilar original, apesar dos efeitos de deformação por corte que surgiram ao longo do ensaio. Mas em termos de deslocamentos o reforço teve um comportamento pouco satisfatório, visto que a ductilidade atingida foi inferior ao esperado. Ainda assim, relativamente ao deslocamento limite convencional (correspondente a uma redução de 20% do momento máximo atingido) o pilar reforçado obteve um aumento de cerca 30%.

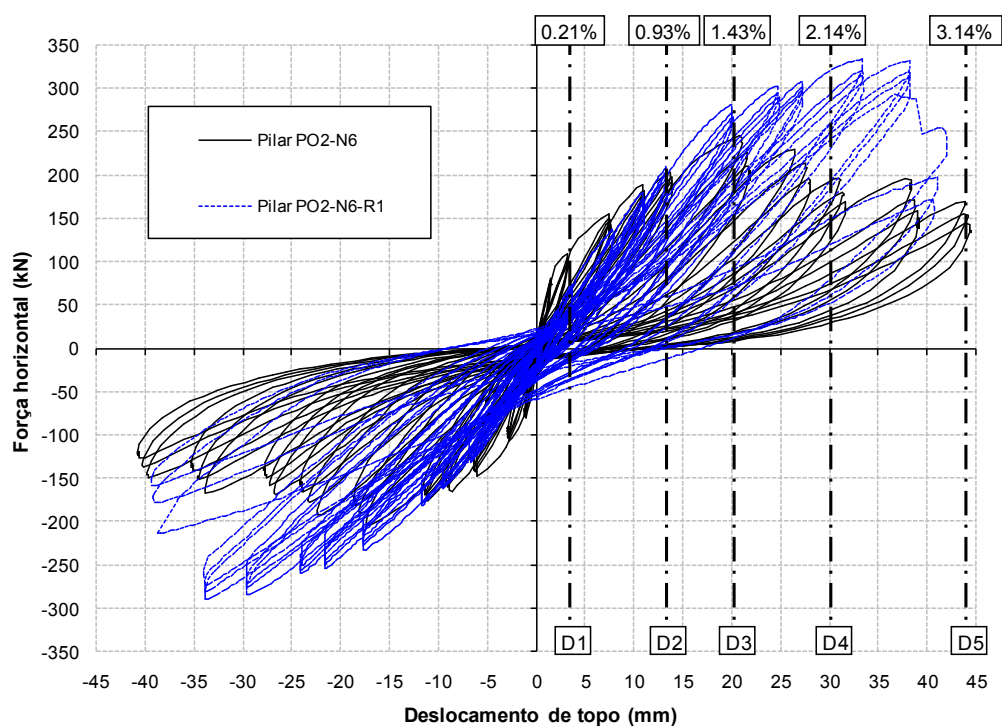


Figura 5.21 – Comparação dos resultados experimentais do PO2-N6-R1 com PO2-N6.

Na figura 5.22, ilustra-se a comparação do pilar PO2-N6-R1 com o PO2-N5-R2, onde se constata um acréscimo da forma máxima atingida para os mesmos níveis de deslocamento superior a 50 kN. Na ductilidade atingida pode-se concluir que o pilar PO2-N6-R1 comportou-se ligeiramente melhor em relação ao pilar da série N5.

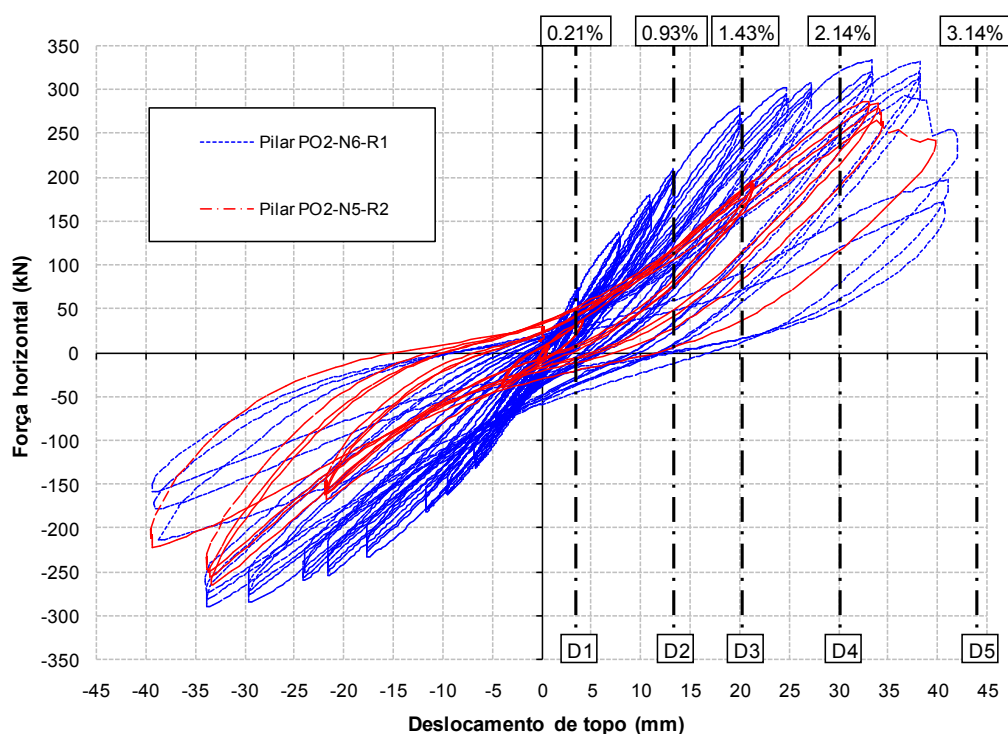


Figura 5.22 – Comparação dos resultados experimentais do PO2-N6-R1 com PO2-N5-R2.

As diferenças indicadas no parágrafo anterior sucedem devido à diferença de quantidade de armadura transversal, porque o reforço de ambos os pilares foi exatamente o mesmo. Na execução dos pilares diferenciou-se as séries N5 e N6, através do aumento do dobro da armadura na série N6 em relação à série N5 como foi descrito em 5.1.1. Logo, apesar de ambos apresentarem as disposições de armaduras transversais semelhantes das exigidas pelo eurocódigo, o pilar PO2-N6-R1 obteve um melhor comportamento. Essas diferenças também podem ser observadas na figura 5.23 que compara os resultados experimentais desses dois pilares antes do reforço.

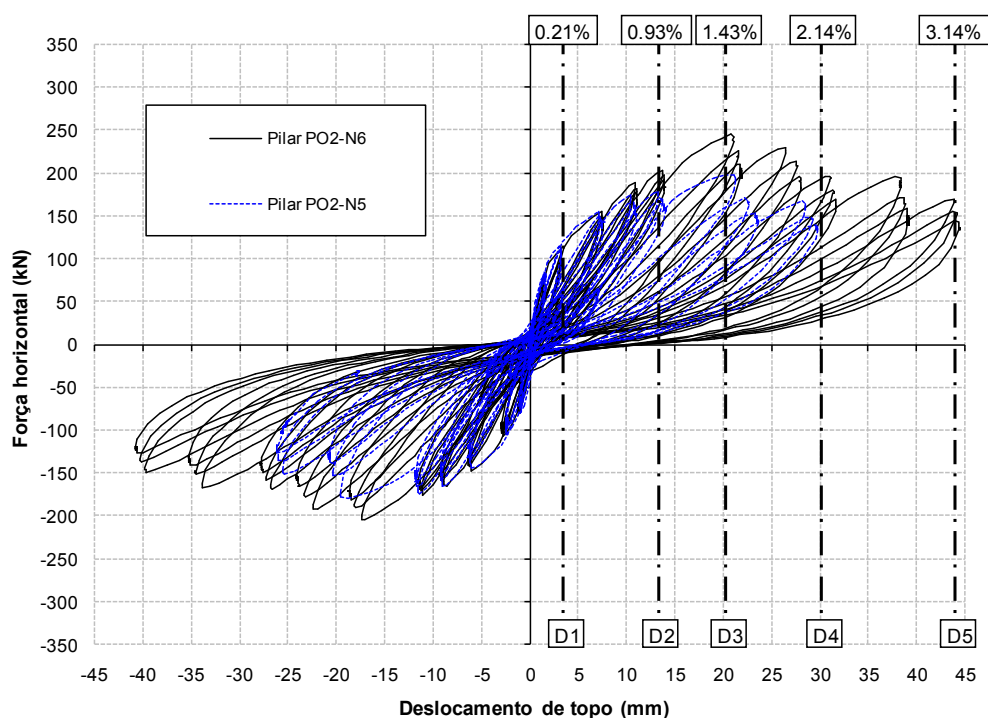


Figura 5.23 – Comparação dos resultados experimentais do PO2-N6 com PO2-N5.

5.5 Análise numérica

Após a interpretação dos resultados obtidos pelos ensaios experimentais, vai-se proceder a uma análise numérica do ensaio do pilar PO6-N6 de modo a interpretar todos os fenómenos envolvidos, nomeadamente, os mecanismos de rotura por corte e flexão. A ferramenta numérica utilizada para executar essas análises foi o modelo de fibras, descrito em 3.5.2, recorrendo ao *freeware seismostruct* (Seismosoft, 2006). A análise numérica foi realizada com a lei de deslocamentos utilizada no ensaio experimental. Também se considerou o esforço axial de 250 kN aplicado no topo do pilar que corresponde a um esforço axial reduzido de 0.05 devido a secção ser retangular, calculados com base na tensão média obtida para a resistência à compressão do betão (Delgado, 2009). Outra análise efetuada prende-se com a determinação da resistência ao corte do pilar, de acordo com a metodologia proposta por Priestley *et al.* (1996).

Na figura 5.24 encontram-se expressos os resultados dos ensaios experimentais e numéricos do PO2-N6 sem reforço e com reforço no diagrama força - deslocamento. O ensaio numérico realizado pelo *seismostruct* diz respeito unicamente ao pilar PO2-N6.

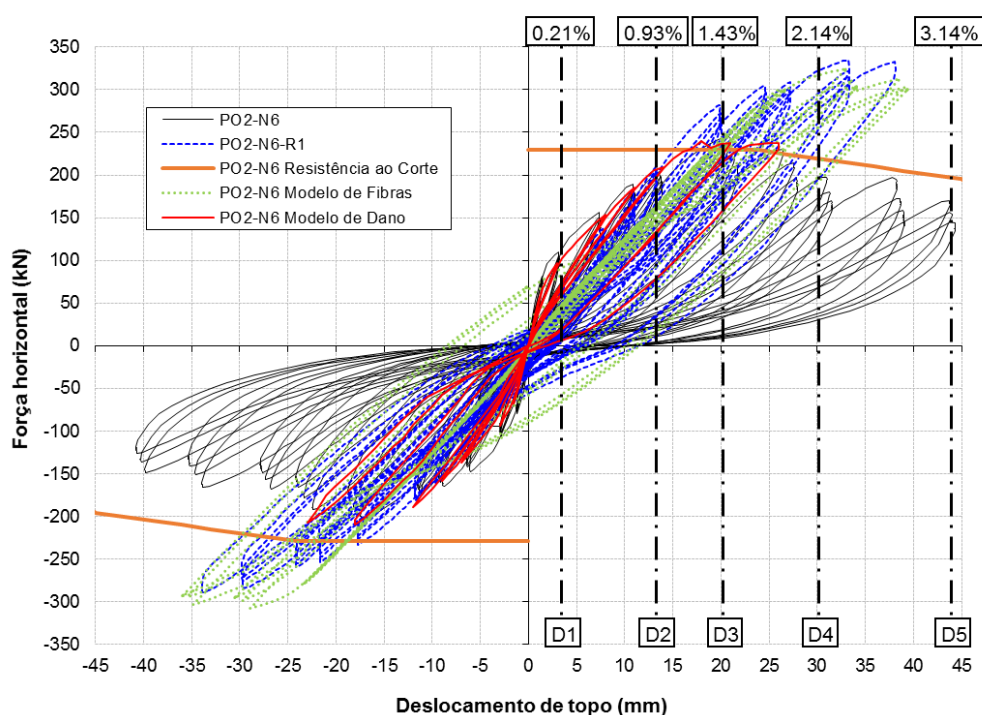


Figura 5.24 – Comparação dos resultados experimentais e numéricos do PO2-N6 com os resultados experimentais do PO2-N6-R1

A diferença que surgiu entre a comparação do moledo numérico de fibras e o ensaio experimental do PO2-N6, deve-se a uma limitação deste modelo na consideração dos efeitos de corte. Isto é, o modelo de fibras do *seismostruct* assume que o pilar é orientado por um comportamento de flexão, o que leva que as forças máximas atingidas sejam semelhantes às obtidas no ensaio ao pilar reforçado, visto que esse último conseguiu explorar uma melhor componente da flexão devido ao reforço efetuado com bandas de CFRP. Ao longo da análise numérica, o modelo, não aplica a degradação de rigidez proveniente dos efeitos de corte, onde surgem por exemplo as fissuras inclinadas nas almas do pilar. A não consideração desse efeito leva que as forças máximas atingidas sejam parecidas com as indicadas na Tabela 5.4.

Essa incapacidade de considerar o efeito de corte leva, que para mesmo níveis de deslocamentos, o modelo numérico obtém forças últimas mais elevadas em comparação com o modelo experimental, visto que, resistência à flexão do pilar é superior à resistência ao corte.

As deformações e mecanismos de resistência associados ao corte estão relacionados com o comportamento do betão à tração (Pedrosa *et al.*, 2007). O Modelo de Dano (Faria *et al.*, 1998) recorre a um “tensor de tensões efetivas” decomposto em tensões de compressão e tração que permite explorar a deformação e degradação de rigidez por corte, efetuando uma boa aproximação ao ensaio experimental, como se pode observar na figura 5.24, ao contrário do modelo de fibras que avalia o comportamento dos materiais através de fibras longitudinais, com as limitações já antes referidas.

6

CONCLUSÃO

6.1 Conclusões finais

O principal objetivo deste trabalho é o estudo das metodologias existentes para a análise sísmica e consequente avaliação da probabilidade de ruína em pontes, com especial atenção para os elementos pilares.

Desta forma, procuram-se aperfeiçoar as modelações ao real comportamento da estrutura em estudo, procedendo-se à elaboração de vários modelos, alterando a modelação dos seus elementos e respetivas restrições, de forma a analisar as alterações que surgiam no comportamento estrutural.

Antes de proceder à elaboração dos modelos e sua respetiva análise, analisou-se o comportamento de estruturas que foram sujeitas à ação sísmica. É a partir desse estudo prévio que se deverá começar a construção dos modelos estruturais. Com uma observação cuidada dessas estruturas, submetidas aos sismos, permite localizar as partes mais frágeis das mesmas estruturas, como se procede o seu colapso e acima de tudo, perceber onde surgem as incursões não lineares na estrutura, como por exemplo, as rótulas plásticas. Outro aspeto importante analisado foi a pormenorização da armadura. Muitas das roturas de pontes surgem, por exemplo, na rotura pelos nós, devido a uma má pormenorização da armadura, a má ligação entre varões e algumas vezes quantidades de armaduras inferiores ao necessário para resistir a esse fenómeno natural.

Neste trabalho foram apresentadas algumas soluções relativas à modelação, desde modelações no plano, como modelações por elementos de barra 3D. Com o avanço da tecnologia e dos computadores, as modelações com elementos de barra 3D tornam-se cada vez mais fáceis e rápidas de se executar, traduzindo numa melhor aproximação do comportamento real da estrutura.

Como o objeto de estudo do presente trabalho incidia sobre as pontes porticadas de betão armado, foi importante definir modelos para os comportamentos de todos os materiais, betão, aço e os dois em conjunto em ações cíclicas. Apesar de só interessar o comportamento à ação cíclica, primeiramente, foi necessário definir o comportamento a carregamentos monotónicos, porque servem como base das leis de comportamento cíclico dos materiais.

Conforme referido por Delgado (2009), com a diminuição do comprimento da rótula plástica aumenta as incursões não lineares e aumenta as curvaturas plásticas, conforme se verificou na análise do primeiro modelo longitudinal, M.L.B.2. Nesta análise, as respostas sísmicas para os três modelos, com valores de rótulas plásticas diferentes, foram bastante semelhantes, excepto o facto da relação do comprimento da rótula com as incursões não lineares acima referido.

Quando na presente ponte em estudo é permitido, no encontro sul, deslocamentos ao longo do tabuleiro, a resposta sísmica dos pilares irá ser ligeiramente influenciada. Acima de tudo essa alteração irá aumentar a deformação dos pilares, sobretudo nos pilares mais próximos desse encontro, visto que estes obtiveram deslocamentos e curvaturas superiores em relação ao modelo original. Ao nível dos momentos máximos, existe um pequeno aumento nos pilares junto ao apoio, mas nos restantes os valores são semelhantes. Na análise transversal, essa alteração não provocou uma diferença substancial no comportamento da estrutura. Em suma, as alterações nas ligações ao exterior, são fatores a ter em conta para melhorar o comportamento da estrutura à ação sísmica.

Os modelos de casca, depois dos modelos sólidos, são aqueles que melhor se aproximam da realidade. Mas, ambos os casos, trazem a desvantagem de poderem surgir instabilidade (devido ao numero de nós em relação aos modelos de barra) e tempos de cálculo enormes.

Na análise transversal, os modelos de casca, obtiveram um comportamento bastante aproximado da realidade, relativamente aos anteriores. Como nessa direção o pilar comporta-se quase como uma parede, o mecanismo de ruína mais provável a surgir será associado ao corte e não à flexão. Ao modelar um pilar com um elemento barra e concentrar o seu comportamento não linear numa rótula plástica está-se a inclinar para um mecanismo de rotura por flexão. Mas na realidade o que acontece é uma distribuição dos esforços por meio de uma “biela” que foi possível modelar com os elementos de casca.

Quando se analisa ao longo do tabuleiro, percebe-se que o comportamento mais provável é a flexão, conforme o mapa de cores das cascas, e também devido a rigidez ser bastante reduzida neste sentido. Neste caso, o modelo de barras conseguiu obter uma resposta sísmica bastante aproximada do modelo de casca. De facto, também no sismo de Chile, no ano 2010, a ponte Tubul, figura 2.38, onde os pilares são laminares, pode-se observar a formação da rótula plástica e consequente perda de rigidez devido à flexão. Finalmente, para as análises em que o que predomina são comportamento de flexão, como é o caso desta ponte na direção longitudinal, os modelos mais simples como os de barras com rótulas plásticas permitem captar com razoável simplificação o comportamento sísmico.

Quando se recorreu aos aparelhos de apoio para fazer a ligação entre o tabuleiro e os pilares obteve-se uma diminuição da frequência e também uma diminuição nos deslocamentos. As tensões ao longo do pilar foram reduzidas em relação ao modelo de casca em estudo, sobretudo uma na zona de ligação entre os pilares e aparelhos de apoio e na zona da base do pilar. Pode-se concluir que a introdução de mecanismos desse tipo ajudam a diminuir os esforços originados pela ação sísmica e controlar melhor a frequência da estrutura.

Foram apresentadas várias metodologias de avaliação de segurança sísmica desde as mais simplificadas até às probabilísticas. Desenvolveu-se o estudo da metodologia probabilística baseada na determinação de curvas de vulnerabilidade porque permite avaliar, de uma forma bastante rigorosa, a margem de segurança de uma estrutura através da quantificação da probabilidade de ruína.

Recorrendo ao método probabilístico, através de funções de vulnerabilidade foi estudada a evolução da probabilidade de ruína quando se alteram as propriedades de ligação do encontro sul. A probabilidade de ruína aumentou quando se alterou as condições de apoio no encontro sul. Apesar desse aumento, probabilidade de ruína dos modelos em estudo são inferiores ao valor limite razoável para pontes (10^{-5}). Mas os valores determinados poderão se encontrar com uma margem de erro devido às simplificações executadas, como por exemplo, a capacidade estrutural não se determinou conforme indicado no método, mas sim, recorreu-se a umas simplificações indicadas em 4.9.2. Mas, deve ficar realçado, que em fase de dimensionamento de uma estrutura deve-se estudar o melhor esquema estrutural para uma melhor distribuição dos esforços, sobretudo os resultantes da ação sísmica.

Era sugerível fazer uma nova série de análises e determinar a probabilidade de ruína determinando a capacidade estrutural como está descrito em 4.6.3. No entanto, pode-se concluir, que o método probabilístico através de funções de vulnerabilidade é acessível, fácil de usar e eficiente. No entanto existe a dificuldade de determinar a capacidade estrutural. Mesmo assim é um método com futuro e que deve ser desenvolvido de forma a ser acoplado a um software de análise estrutural.

A análise dos ensaios aos pilares de secção oca permitiu estudar o seu mecanismo de rotura. Chegou-se à conclusão que esse tipo de pilares é mais suscetível a ruína devido ao efeito de corte do que flexão, exceto os de secção quadrada, que muitas das vezes atinge ruína por mecanismos mistos, flexão/corte. O reforço desses mesmos pilares permitiu aumentar a sua capacidade de resistência ao corte bem como a ductilidade. Os pilares de secção retangular atingiram mecanismos de rotura mista devido ao reforço executado.

Como foi referido por Delgado (2009), a capacidade resistente ao corte dos pilares ocos é significativamente reduzida em relação aos pilares retangulares com iguais dimensões exteriores. Em relação à flexão ambos os tipos de pilares mantêm resistências semelhantes. Esse aspeto esteve presente no ensaio realizado ao PO2-N6-R1. A rotura do pilar PO2-N6-R1 deu-se pelo fenómeno de corte. Esse mecanismo de rotura é característico nos pilares ocos retangulares. O aumento dos banzos, em relação aos pilares de secção quadrada estudados em Delgado (2009), passando pela classe da armadura ser superior à prevista e através de alguma influência do fenómeno “*shear lag*” são fatores que influenciam o surgimento de uma rotura por corte.

A comparação dos ensaios do PO2-N5 com o PO2-N6 permitiram verificar a importância da armadura transversal para controlar a deformação por corte. Apesar da rotura de ambos os provetes ter sido obtida através de um mecanismo de corte, a solução com o dobro da armadura transversal obteve um aumento significativo na força máxima e deslocamento máximo, explorando uma maior componente de flexão.

A comparação dos pilares reforçados com os originais permitiu concluir que, através do reforço consegue-se um aumento da força resistente máxima a atingir, para valores semelhantes aos determinados pelas expressões simples da capacidade de flexão.

Após a realização dos ensaios dos pilares reforçados observou-se que foi difícil explorar níveis elevados de ductilidade, devido às bandas de CFRP não conseguirem acompanhar as deformações das almas. Isto resultou na rotura das bandas para níveis de ductilidade nunca superiores a 4.

As análises numéricas servem de complemento aos ensaios experimentais porque ajudam a compreender melhor alguns fenómenos observados ao longo do ensaio e permitem interpretar melhor o modo de rotura. Através do modelo de dano foi possível observar a influência do comportamento do betão em tração nos resultados devido à importante componente do corte que se verificou ao longo dos ensaios. Então torna-se importante caracterizar o comportamento do betão à tração de forma eficiente para contabilizar as deformações devido ao efeito de corte. A análise numérica através do método de fibras permitiu captar o comportamento do pilar reforçado, PO2-N6-R1, uma vez que o modelo considera um comportamento dominado pela flexão. O modelo de fibras ao assumir esse mecanismo de rotura por flexão, não considera a fendilhação, que surge nas almas do pilar devido a fenómenos de corte e consequentemente contabilizar a degradação de rigidez do pilar devido a essa fendilhação.

Em suma, quando se efetuam análises dinâmicas que exploram as propriedades não lineares dos materiais, é necessário calibrar os modelos para evitar traçar um dimensionamento fora do campo de segurança. As calibrações podem passar por utilizar dois softwares distintos e estabelecer uma correspondência modal ou de análises de respostas a ação sísmica, ou recorrer a ensaios laboratoriais de parte dos componentes das estruturas, por exemplo, os pilares, ou de modelos à escala de estruturas completas. Outra das calibrações, mas só se aplicam a estruturas existentes, é a utilização de sensores que efetuam medições de alguns parâmetros da estrutura real para se poder ajustar o modelo numérico. Como foi observado durante este trabalho, a construção de um modelo para essas análises, pode num regime linear adequar-se à realidade, mas entrando nas incursões não lineares obtém-se comportamentos bastantes diferentes do real comportamento da estrutura. Por isso, é relevante destacar a importância de trabalhos de investigação desse género, que analisam comportamentos em modelações e ensaios reais para se obter cada vez mais informação acerca do comportamento de estruturas desse género em incursões não lineares.

6.2 Sugestões para desenvolvimentos futuros

Os vários temas analisados ao longo deste trabalho acerca de pilares do tipo parede podem abrir um novo ciclo de estudos e análises na engenharia sísmica, visto que existe uma escassez de bibliografia acerca desse tipo de pilares. Método probabilístico através de funções de vulnerabilidade referido no capítulo 4 é uma boa ferramenta para se desenvolver na engenharia sísmica porque se obtém resultados bastantes satisfatórios. É importante fazer uma adaptação desse método de forma a poder determinar a probabilidade de ruína considerando o efeito de corte.

Para um conjunto de pontes, realizar análises sísmicas com o programa SAP2000, recorrendo ao método *fast nonlinear analysis* e ao método *nonlinear direct integration history*, de forma a perceber quais as vantagens e desvantagens entre eles, e qual a sua influência na probabilidade de ruína.

Ainda no contexto deste trabalho seria importante realizar várias modelações alterando o parâmetro de regularidade da ponte e analisar a evolução da probabilidade de ruína.

Analisar as definições das classes de ductilidade e respetivos coeficientes de comportamento do Eurocódigo 8 e respetivas regras de dimensionamento, matéria que ainda hoje não é consensual.

Uma análise mais aprofundada de pontes com aparelhos de apoio, de forma a caraterizar o seu comportamento linear ou não linear. Estabelecer várias modelações, entre elas o recurso a bielas para simular o apoio ou de *links*.

Desenvolvimento da metodologia de análise probabilística, utilizada neste trabalho, de forma a tornar mais atraente para o dimensionamento de estruturas e incorporá-la dentro dos softwares correntes de análise.

Utilização de desenvolvimento do modelo de dano, enunciado por Delgado (2009) para os pilares que foram objeto de estudo neste trabalho. Também para esses pilares desenvolver uma campanha de ensaios, como se enunciou no capítulo 5 deste trabalho, de forma a caracterizar melhor o comportamento dessas seções. Outra campanha de ensaios laboratoriais a executar seria de um conjunto de pontes com pilares do tipo parede.

No que se refere a ensaios experimentais, que poderiam complementar a campanha efetuada, seria interessante realizar alguns protótipos com ligeiras alterações, nomeadamente aumentando a área de armadura transversal para desta forma explorar o comportamento à flexão e aumentar a ductilidade disponível. Ensaiar também, pilares deste tipo mas em flexão biaxial, portanto, em flexão composta desviada.

Desenvolver uma campanha experimental para o estudo do reforço de pilares com mantas de CFRP procurando caracterizar em que condições se pode, com este tipo de reforços, ultrapassar a relativa limitada ductilidade evidenciada.

Tendo-se apenas realizado reforços nos pilares após um primeiro ensaio cíclico e não foram ensaiados protótipos com reforço prévio, um futuro estudo deverá envolver uma comparação entre soluções de reforço idênticas, mas executadas em pilares originais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

- Albanesi, T., & Nuti, C. (2007). Reinforcing Steel Bar Model. *Dipartimento di Strutture - Università Degli Studi di Roma Tre*.
- Araújo, M. (2011). Avaliação de Segurança Sísmica e Reforço de Pontes - Relatório Final. Porto.
- Ayyub, B., & McCuen, R. (2002). *Probability, statistics, and reliability for engineers and scientists*.

B

- Bento, R. (2003). Novos Métodos para Dimensionamento Sísmico de Estruturas. *Ciclo de Palestras em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico*.
- Bommer, J. J., Elnashai, A. S., & Weir, A. G. (2000). *Compatible acceleration and displacement spectra for seismic design codes*. Paper presented at the Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering.
- Bousias, S. (1989). Fibre Method Formulation for the Study of the Nonlinear Response of Reinforcement Concrete Flexural Members. *Technical Note I.89.131, Comission of the European Communities, Joint Research Centre, Ispra*.

C

- Calvi, G. (1999). A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 3 (3): 411-438.
- Calvi, G., Pavese, A., Rasulo, A., & Bolognini, D. (2005). Experimental and numerical studies on the seismic response of RC hollow bridge piers. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 3(3), 267-297.
- Carvalho, A. (2009). *Avaliação da segurança sísmica de pontes em betão armado*. Tese de Mestrado, FEUP, Porto.
- CEB. (1991). Behavior and Analysis of Reinforced Concrete Structures Under Alternate Actions Inducing Inelastic Response: General Models. *Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information n°210*.

- CEB. (1993). *CEB-FIP model code 1990: design code*, Comité Euro-International du Béton: T. Telford.
- CEB. (1996). Costa and Costa model - RC Frames Under Earthquake Loading. *Comité Euro-International du Béton, Bulletin n°231*.
- Cetin, O., Turkoglu, M., Ünsal, S., & Nacar, U. (2011). Van-Tabanlı Earthquake (Mw=7.1) October 23rd. In C. E. D. Middle East Technical University (Ed.).
- Claudino, B. (2004). *Avaliação do desempenho sísmico de uma estrutura em pórtico de betão armado*. Tese de Mestrado, IST, Lisboa.
- Clough, R. W., & Penzien, J. (1982). *Dynamics of Structures*: Mc Graw-Hill.
- COBA. (2005). TOMO I - Memória Descritiva. Viana do Castelo.
- Coelho, F. M. M. (2010). *Reforço sísmico de pontes com FRP'S*.
- Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., & Foutch, D. A. (2002). The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines. *Journal of structural engineering, ASCE*, 128(4), 526-533.
- COST345. (1998). *Procedures Required for Assessing Highway Structures*. Brussels.
- Costa, A. (1993). *A Acção dos Sismos e o Comportamento da Estruturas*. Tese de Doutoramento, PORTO.
- Costa, A., & Costa, A. G. (1987). Modelo Histerético das Forças-Deslocamentos Adequado à Análise Sísmica de Estruturas. *Relatório Técnico, Núcleo de Dinâmica Aplicada, LNEC, Lisboa*.
- Costa, A., Delgado, R., & Delgado, P. (1999). Avaliação da Segurança de Pontes Sujeitas à Acção Sísmica. *4º Encontro Nacional Sismologia e Engenharia Sísmica, Faro*.
- Costa, A. G. (1989). *Análise sísmica de estruturas irregulares*. Tese de Doutoramento, Porto.
- Coutinho, D. (2008). *Análise "Pushover" de Edifícios em Betão Armado*. Dissertação de Mestrado Tese de Mestrado, FEUP, Porto.
- Cruz, P., Wiśniewski, D., & Ramon Casas, J. (2008). Métodos de avaliação da segurança de pontes existentes. *Portuguesa de Engenharia de Estruturas*.
- CSI. (2013). *CSi Analysis Reference Manual*. California, USA.

D

- Delgado, J. (2002). *Avaliação de segurança de estruturas reticuladas com comportamento não linear material e geométrico*. Tese de Doutoramento, Porto.
- Delgado, P. (2000). *Vulnerabilidade Sísmica de Pontes*. Dissertação de Mestrado Tese de Mestrado, FEUP, Porto.

- Delgado, P. (2009). *Avaliação da Segurança Sísmica de Pontes*. Tese de Doutoramento, FEUP, Porto.
- Delgado, P., Arêde, A., Pouca, N. V., Rocha, P., Costa, A., & Delgado, R. (2012). *Strategies for the retrofit of hollow piers under cyclic loads*. Paper presented at the 15 WCEE, Lisboa.
- Delgado, P., Rocha, P., Pedrosa, J., Arêde, A., Vila Pouca, N., Santos, M., Costa, A., & Delgado, R. (2007a). *Retrofitting of bridge hollow piers with CFRP*. Paper presented at the ECCOMAS thematic conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering, , 13 -16 July Rethymno, Crete, Greece.
- Delgado, P., Rocha, P., Pedrosa, J., Arêde, A., Vila Pouca, N., Santos, M., Costa, A., & Delgado, R. (2007b). *Experimental and Analytical Cyclic Tests of RC Hollow Section Piers Retrofitted with CFRP*. Paper presented at the FRPRCS-8, 8th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures, Patras, Greece.
- Delgado, R., Delgado, P., Vila Pouca, N., Arêde, A., Rocha, P., & Costa, A. (2009). Shear effects on hollow section piers under seismic actions: experimental and numerical analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 7(2), 377-389.
- Duarte, R., Oliveira, C., Costa, A., & Costa, A. G. (1990). A non-linear model for seismic analysis, design and safety assessment of reinforced concrete buildings. *Earthquake Damage Evaluation & Vulnerability Analysis of Building Structures*.
- Duarte, R. T., Oliveira, C. S., Costa, A., & Costa, A. G. (1990). A Non-linear Model for Seismic Analysis, Design and Safety Assessment of Reinforced Concrete Buildings. *Earthquake Damage Evaluation & Vulnerability Analysis of Building Structures*.

E

- EASY. (1997). Earthquake Engineering Slide Information System
- Eberhard, M., Baldrige, S., Marshall, J., Mooney, W., & Rix, G. (2010). The Mw 7.0 Haiti earthquake of January 12, 2010: USGS/EERI advance reconnaissance team report v. 1.1. *USGS/EERI Feb, 23*.
- EC8 (2009). *Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas para resistência aos sismos*. Bruxelas.
- Faria, R., Oliver, J., & Cervera, M. (1998). A strain-based plastic viscous-damage model for massive concrete structures. *International Journal of Solids and Structures*, 35(14), 1533-1558.

F

- FEMA-273. (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC.
- FEMA-274. (1997). *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC.
- FEMA-350. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. Washington, DC.
- FEMA-351. (2000). *Recommended Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings*. Washington, DC.
- FEMA-356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC.
- FEMA-357. (2000). *Global Topics Report on the Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC.
- Ferreira Borges, J., & Castanheta, M. (1972). Structural Safety. Curso 101. *Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)*, pp.327.
- Filippou, F. C., Popov, E. P., & Bertero, V. V. (1983). Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints. In R. N. U. E. 83-19 (Ed.). University of California, Berkeley, California: Earthquake Engineering Research Center.
- Florian, A., & Navratil, J. (1993). *Reliability analysis of the cable stayed bridge in construction and service stages*. Paper presented at the 6th International Conference of Structural Safety and Reliability ICOSSAR.

G

- Giuffrè, A., & Pinto, P. (1970). Il comportamento del cemento armato per sollecitazioni cicliche di forte intensità. *Giornale del Genio Civile*, 5, 391-408.
- Glaister, S., & Pinho, R. (2003). Development of a simplified deformation-based method for seismic vulnerability assessment. *Journal of Earthquake Engineering, (Special Issue 1)*: 107-140.

H

- Halldorsson, B., & Papageorgiou, A. S. (2005). Calibration of the specific barrier model to earthquakes of different tectonic regions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(4), 1276-1300.
- Hamada, M., & Wakamatsu, K. (1999). Liquefaction, Ground Deformation and Their Related Damage to Structures. In I. R. R. o. K. Earthquake" (Ed.). Tokyo.
- Hamburger, R. O., Foutch, D. A., & Cornell, C. A. (2003). Translating research to practice: FEMA/SAC performance-based design procedures. *Earthquake Spectra*, vol. 19 (n^o2): 255-267.
- Helton, J. C., & Davis, F. J. (2003). Latin hypercube sampling and the propagation of uncertainty in analyses of complex systems. *Reliability Engineering & System Safety*, 81(1), 23-69.
- Hughes, T. (2000). *The finite element method: linear static and dynamic finite element analysis*: Dover Publications.

J

- Jalayer, F., & Cornell, C. A. (2004). A technical framework for probability-based demand and capacity factor design (DCFD) seismic formats. In P. E. E. R. C. PEER Report 2003/08 (Ed.), *University of California*.
- Jennings, C., Housner, W., & Tsai, N. (1968). Simulated earthquake motions. California: Earthquake Engineering Research Laboratory.

K

- Kappos, A., Chryssanthopoulos, M., & Dymiotis, C. (1999). Uncertainty analysis of strength and ductility of confined reinforced concrete members. *Engineering Structures*, 21(3), 195-208.
- Kappos, A. J. (1991). Analytical prediction of the collapse earthquake for R/C buildings: suggested methodology. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 20.
- Kawata, N., Takahash, Y., Sugiyama, M., & Obuchi, T. (2011). Bridge Damage and Reconstruction from Tohoku Region Pacific Coast Earthquake. Tokyo, Japão.

- Kazuhiko, K., Ömer, A., Takayoshi, A., Ichizo, K., Kazuo, K., Tomoya, M., . . . Atsushi, Y. (2009). Damage of 2009 L'Aquila, Central Italy Earthquake.
- Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97*((Nº.ST7)), 1969-1990.
- Kolias, B. (2008). *Eurocode 8—part 2. Seismic design of bridges*. Paper presented at the Eurocodes: Background and applications workshop, February, Brussels.
- Kowalsky, M. J. (2002). A displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 719-747.
- Kowalsky, M. J., & Priestley, M. J. N. (2000). Improved analytical model for shear strength of circular reinforced concrete columns in seismic regions. *ACI Structural Journal*, 97(3), 388-396.
- Kwon, O. S., & Elnashai, A. (2006). The effect of material and ground motion uncertainty on the seismic vulnerability curves of RC structure. *Engineering Structures*, 28(2), 289-303.

L

- Lapa, J. (1987). *Análise Dinâmica Linear e Não Linear de Estruturas*. Dissertação de Mestrado Tese de Mestrado, FEUP, Porto.
- Laranja, R., & Estevão, J. (2000). Simulação numérica na avaliação da fiabilidade de estruturas de betão armado. *BE2000 Encontro Nacional Betão Estrutural*.
- Liu, S.-C. (1969). Autocorrelation and power spectral density functions of the Parkfield earthquake of June 27, 1966. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 59(4), 1475-1493.
- Loureiro, L. (2008). *Isolamento de Base em Pontes*. Tese de Mestrado, IST, Lisboa.

M

- Mander, J., Priestley, M. J. N., & Park, C. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, Vol.114, No.8, pp.1804-1826.
- Marques, H., & Cunha, J. (1999). *Avaliação da Segurança de Pontes Sujeitas à Acção Sísmica*.
- Marques, M. (2011). *Avaliação Probabilística da Segurança Sísmica de Edifícios*. Tese de Doutoramento, FEUP, Porto.

- Marques, M., & Delgado, R. (2012). Metodologia de simulação para a avaliação probabilística da segurança sísmica de edifícios em betão armado. *Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2012, FEUP*.
- Mayur, P., & Reddy, S. (2006). Seismic Retrofitting: an emergency technology in bridge construction and repair. *Advances in Bridge Engineering, March 24 - 25 IIT Roorkee*
- McKay, M. D., Beckman, R. J., & Conover, W. J. (1979). Comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code. *Technometrics*, 21(2), 239-245.
- Menegotto, M., & Pinto, P. (1973). *Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending*. Lisbon: IABSE Reports Vol 13.
- Mimoso, M. (2008). *Comparação dos Resultados Analíticos e Experimentais da Estrutura SPEAR*. Tese de Mestrado, IST, Lisboa.
- Monteiro, R., Delgado, R., Crowley, H., & Pinho, R. (2009). *Avaliação da Segurança Sísmica de Pontes Segundo Diferentes Metodologias*. Paper presented at the ASCP'09 - 1º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes, Lisboa de 1 a 3 de Julho de 2009.

N

- NISEE. (2006). <http://nisee.berkeley.edu/taiwan/>
- Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para a resistência aos sismos (2009).
- Nowak, A. S., & Collins, K. R. (2000). *Reliability of structures*. Singapura: McGraw-Hill New York.
- Nunes, E. (1999). *Utilização de Critérios de Ductilidade na Verificação da Segurança de Pontes à Acção Sísmica*. Tese de Mestrado, IST, Lisboa.

O

- Oliveira, C., Azevedo, J., Delgado, R., Costa, A. G., & Costa, A. C. (1995). *O Sismo de Northridge, Los Angeles, de 17 de Janeiro de 1994-Ensinaamentos para Portugal*. Paper presented at the Lisboa, Edição conjunta dos IC-IST/IC-FEUP.
- Olsson, A., Sandberg, G., & Dahlblom, O. (2003). On Latin hypercube sampling for structural reliability analysis. *Structural Safety*, 25(1), 47-68.

P

- Papaioannou, I., Fragiadakis, M., & Papadrakakis, M. (2005). *Inelastic analysis of framed structures using the fiber approach*.
- Park, R., Priestley, M., & Gill, W. D. (1982). Ductility of square confined concrete columns. *Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108*((Nº.ST4)), 929-950.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York: Wiley Online Library.
- Pavese, A., Bolognini, D., & Peloso, S. (2004). FRP seismic retrofit of RC square hollow section bridge piers. *Journal of Earthquake Engineering, 1 SPEC. ISS*, 225-250.
- Pedrosa, J., Pouca, N., Delgado, P., Rocha, P., Arêde, A., Costa, A., & Delgado, R. (2007). Simulação numérica de ensaios cíclicos de pilares ocos com rotura por corte. *Métodos Numéricos e Computacionais em Engenharia CMNE CILAMCE 2007*.
- Pereira, D. (2009). *Estudo Sísmico de Edifícios Antigos. Reforço e análise não linear*. Dissertação de Mestrado, IST, Lisboa.
- Pinho, R., Casarotti, C., & Antoniou, S. (2007). A comparison of single-run pushover analysis techniques for seismic assessment of bridges. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 36*(10), 1347-1362.
- Pinto, D. (1994). *Coeficientes de comportamento em pórticos de betão armado*. Tese de Mestrado, Porto.
- Priestley, M. (1997). Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings. *Journal of Earthquake Engineering, 1*(1), 157-192.
- Priestley, M., & Kowalsky, M. (2000). Direct displacement-based seismic design of concrete buildings. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 33*(4), 421-444.
- Priestley, M., & Park, R. (1984). Strength and ductility of bridge substructures *Research Report 84-20*. New Zealand: University of Canterbury.
- Priestley, M., Seible, F., & Calvi, G. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. New York: John Wiley & Sons.

S

- Santos, T. (2007). *Reforço Sísmico de Pontes*. Tese de Mestrado, IST, Lisboa.
- Saragoni, G., & Hart, G. (1974). Simulation of artificial earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2(3), 249-267.
- Seismosoft. (2006). SeismoStruct. *computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*, Available online at: <http://www.seismosoft.com>.
- Seismosoft. (2013). SeismoArtif. *SeismoArtif is an application capable of generating artificial earthquake accelerograms matched to a specific target response spectrum*, Available online at: <http://www.seismosoft.com>.
- Stein, M. (1987). Large sample properties of simulations using Latin hypercube sampling. *Technometrics*, 29(2), 143-151.

T

- Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. N. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division ASCE*(ST12), 96.
- Thompson, K., & Park, R. (1980). *Moment-curvature behaviour of cyclically loaded structural concrete members*. Paper presented at the Proceedings Institute of Civil Engineers, Part 2.

V

- Varum, H. S. A. (1996). *Modelo numérico para a análise sísmica de pórticos planos de betão armado*. Tese de Mestrado, FEUP, Porto.
- Vaz, C. T. (1992). *Comportamento Sísmico de Pontes com Pilares de Betão Armado - Verificação da Segurança*. Tese de Doutoramento, FEUP/LNEC, Lisboa.

W

- Wilson, E. (2002). *Three dimensional static and dynamic analysis of structures: a physical approach with emphasis on earthquake engineering*. Berkley, California: Computers and Structures Inc.

Y

- Yashinsky, M., Oviedo, R., Ashford, S., Fargier-Gabaldon, L., & Hube, M. (2010). Performance of highway and railway structures during the February 27, 2010 Maule Chile earthquake. In E. P. F. B. T. Report (Ed.).
- Yassin, M. H. M. (1994). *Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads*. Tese de Doutorado, University of California, Berkeley, USA.

ANEXO 1

ASPETOS GERAIS SOBRE PONTES

A1.1 Evolução histórica

O homem, desde a sua existência, sempre teve a necessidade de se deslocar, por isso a ponte é uma estrutura que permite ligar dois pontos de altitudes idênticas que estão separados por rios, vales ou outros obstáculos naturais ou artificiais. A finalidade dessa estrutura é permitir a circulação de pessoas, veículos ou suporte para passagem de infraestruturas.

Na idade da pedra, as primeiras pontes surgiram de forma natural, pela queda de troncos das árvores sobre os rios, criando a possibilidade de passagens à outra margem e fornecendo informação ao homem o importante funcionamento de uma travessia. A partir desses acidentes e a importância de melhorar comunicação, o homem começou a estudar esses acidentes naturais e passou a criar outras pontes feitas de troncos, pedras e pranchas associando-as a outros tantos recursos disponíveis na natureza, figura A1.1, como, cordas, e traves feitas com pedaços de madeira, de modo a garantir a segurança estrutural necessária para permitir a ida e a volta para o destino.



Figura A1.1 - Ponte de madeira antiga.

Há indícios da construção das pontes em arco desde 4000 a.C. na Mesopotâmia e Egito. Mais tarde, na Pérsia e na Grécia (cerca de 500 a.C.). A estrutura mais antiga construída pelo homem e que chegou aos nossos dias foi a ponte de pedra, feita em arco no Rio Meles, na região de Esmirna, na Turquia, construído século IX a.C.).

Com o aparecimento da civilização romana as pontes tiveram um forte crescimento ao nível da segurança estrutural e ao aumento do vão livre. Este crescimento prende-se com a necessidade de melhorar a rede viária e abastecimento de água do império e da capacidade que possuíam em usar a pozzolana como ligante. Estima-se que a primeira ponte Romana teria sido construída no Tibre no ano 621 a.C. e foi chamada de Pons Sublicius ("ponte das Estacas"). Mas é no século III a.C. que os romanos começam a se dedicar à construção de pontes em arco, atingindo um desenvolvimento nas técnicas de construção e projeto nunca antes visto e dificilmente superado nos mil anos seguintes, figura A1.3. Exemplos desta magnífica capacidade de construção são algumas pontes que perduraram até aos nossos dias, como por exemplo, a ponte Aelius (hoje ponte Sant'Angelo) (134 a.C.) sobre o Tibre, onde terá sido usada pozzolana, a ponte de Alcántara em Toledo, ou o aqueduto de Segóvia (século I).



Figura A1.2 - Ponte di Pietra em Verona, Itália.

Em Portugal existem ainda muitas pontes da civilização romana que mantêm as suas funções, apesar de algumas serem alvo de ações de reabilitação e outras necessitam urgentemente desse tipo de ação. O Alentejo é uma das zonas onde existe uma grande variedade dessas estruturas deixadas pelos romanos, figura A1.3.



Figura A1.3- Ponte Romana de Vilar de Formosa.

Na idade média, as ordens religiosas desempenham um papel determinante na manutenção e expansão do conhecimento relativo à construção de pontes, continuando a aplicar o conhecimento do arco nessas estruturas.

Foi nessa época, que se começou a atribuir funções as pontes construídas, tais como: militares, comerciais, residenciais ou mesmo espirituais. A grande contribuição da idade média para a técnica das pontes, é a diversificação dos arcos de suporte, figura A1.4, que passam a incluir os arcos ogivais, não só mais elegantes, mas também, mais seguros e fáceis de construir.

Surgem ordens religiosas especializadas na construção de pontes como os italianos Fratres Pontifices, que se expandiram para a França, com o nome Frères Pontiffes e para Inglaterra com o nome Brothers of the Bridge.



Figura A1.4- Ponte Vecchio sobre o rio Arno, em Florença, Itália (Séc. XIV).

Com o período da renascença, e início da globalização, aumentou-se as necessidades de transporte de mercadorias e pessoas. Devido a essas necessidades começou a haver um estudo mais aprofundado, logo houve uma evolução das técnicas. Foi nessa época que começaram a aparecer as pontes em treliça, levando a alteração da forma dos arcos e dos pilares, no sentido de aumentar os vãos e transmitir uma sensação de leveza e estética, figura A1.5. Também nessa altura e devido a necessidade de manutenção dessas estruturas, a França começou a tornar-se um bastião europeu na engenharia de pontes. O rei francês D.Luis XIV criou Corps des Ponts and Chaussées com o objetivo de gerir todas as estradas e pontes do reino, que mais tarde, no séc. XVIII, passava a designar se Ecole des Ponts et Chaussées, a primeira escola superior de engenharia civil do mundo.

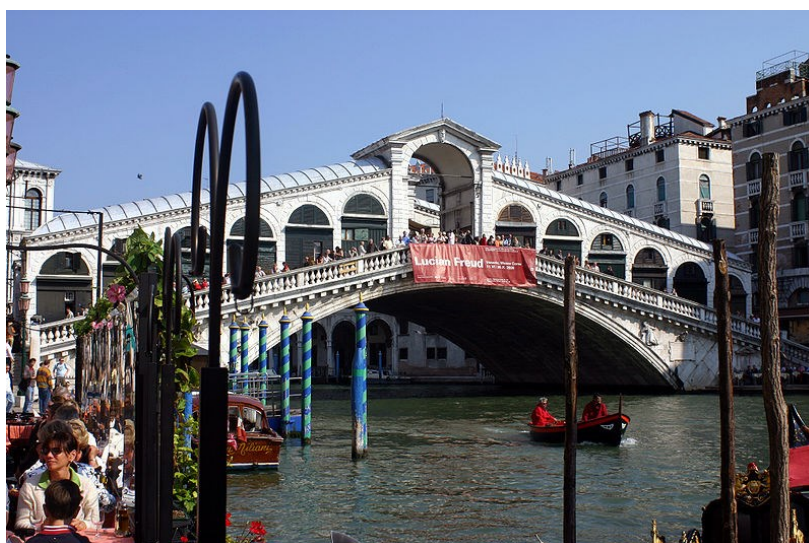


Figura A1.5 - Ponte de Rialto, Veneza, século XVI.

No séc. XIX, com a revolução industrial, começaram a emergir as pontes em aço. O aço começou a ser aplicado nessas estruturas porque os métodos de fabrico evoluíram e permitiram que o material tivesse uma tensão mais elevada, o que levou também, ao aparecimento de pontes em aço para a passagem de comboios. Nos aspetos construtivos foram inventadas as amarrações em ferro forjado para pontes mais largas. Outras das grandes novidades dessa época foi o aparecimento das pontes móveis de modo a permitir o tráfego fluvial, figura A1.6.

Apesar da descoberta do aço, também foram executadas muitas pontes em treliças de madeira, sobretudo nos EUA e Grã-Bretanha, devido à matéria-prima estar mais disponível e a baixo custo.

Na área da geotécnica também houve grande evolução das técnicas, nomeadamente, o uso de cilindros metálicos em ferro que eram pressurizados e afundados nos locais de construção dos pilares. No seu interior encontravam-se os operários a executar a escavação até chegarem ao solo estável sobre o leito do rio.



Figura A1.6 – Tower Bridge, Londres, século XIX.

No séc. XX houve um grande impulso na execução de pontes, desde o aumento do seu número como da sua capacidade devido a vários fatores, figura A1.7.

Um deles foram as grandes guerras mundiais, que provocaram muitos danos em infraestruturas e em muitos dos casos o seu colapso, que posteriormente acelerou o processo desenvolvimento tecnológico e abriu novas perspetivas para a construção de pontes, beneficiada por pesquisas e descobertas revolucionárias.



Figura A1.7 - Ponte da Arrábida, Porto.

Também a técnica do pré-esforço era mais dominada o que resultou no aumento da capacidade das pontes. Em Portugal a primeira ponte de betão armado pré-esforçado é a Ponte de Vala Nova em Benavente.

No presente século, séc. XXI, espera-se um grande desenvolvimento nas técnicas de construções, manutenção e reabilitação de pontes. Espera-se também a introdução de novos materiais como o alumínio e fibras de vidro e a evolução dos materiais já utilizados, como o betão e o aço. Também se prevê uma evolução nos componentes, como por exemplo o uso dissipadores de energia.

Mas o salto mais importante deste século estará no advento das chamadas pontes inteligentes. Estas são dotadas de sensores, processadores de dados e sistemas de comunicação e sinalização e poderão alertar para um conjunto de situações, desde: sobrecargas; subidas dos níveis das águas; ventos; formação de gelo; sismicidade; pré-rotura de certos pontos nevrálgicos da ponte; fadiga dos materiais; corrosão; etc. Em Portugal esse tipo de monitorização já se executa, por exemplo, na ponte D.Luis XIV, viaduto São Roque e na construção do viaduto sobre a A13.

A1.2 Tipo de pontes e materiais

Os materiais mais dominantes nas pontes são: o aço e o betão armado. Também a madeira e as alvenarias fazem parte dos materiais utilizados, sobre tudo nas pontes antes do advento do betão. No final do séc. XX começaram a aparecer os primeiros estudos para introdução de materiais como o alumínio e materiais compósitos.

Portugal tem um vasto património em obras de arte pedonais, rodoviário e ferroviário, onde se pode observar diferentes tipos de estrutura, de acordo com o seu funcionamento estrutural. A escolha do tipo de obra de arte a executar depende de vários fatores, como, os materiais, a evolução tecnológica à época, aos condicionamentos topográficos e recursos económicos.

Da variedade dos sistemas estruturais existentes destacam-se três grandes grupos: as pontes em viga, as pontes em arco e as pontes em cabos. Em ambos os grupos usam-se todos os materiais descritos anteriormente (Marques & Cunha, 1999).

A1.2.1 – Pontes em viga

Este sistema estrutural, pontes em viga, pode-se considerar que seja o mais antigo, já usado pelas civilizações mais primitivas.

De um modo geral essas pontes são caracterizadas por se apoiarem em extremos e pilares. Este tipo de pontes utiliza a flexão generalizada para a distribuição das cargas. De acordo com as ligações/apoios, dentro deste grupo destacam-se as pontes em viga simplesmente apoiada, figura A1.8, viga gerber, figura A1.9, em pórtico, figura A1.10, e viga em treliça, figura A1.11 (Marques & Cunha, 1999).



Figura A1.8- Exemplo de uma ponte em viga simplesmente apoiada, Viaduto das Areias (Marques & Cunha, 1999).



Figura A1.9 - Exemplo de uma ponte em viga gerber: Ponte de Amarante (Marques & Cunha, 1999).



Figura A1.10 - Exemplo de uma ponte em pórtico: Ponte do Freixo (Marques & Cunha, 1999).



Figura A1.11 - Exemplo de uma ponte de viga em treliça: Ponte Eiffel.

A1.2.2 – Pontes em arco

Os romanos foram os primeiros grandes construtores de pontes. Todas as pontes romanas são em arco porque permitia a utilização de materiais de reduzida dimensão. Esse tipo de pontes foi um grupo que dominou a construção até o século XIX.

O arco é uma forma perfeita, estável que funciona através de compressão e é, muitas vezes, utilizado como elemento fundamental de suporte do tabuleiro. Toda a pressão sobre o topo do arco é transmitida para o solo, que resiste, comprimindo os elementos que formam o próprio arco. Neste tipo de estrutura os materiais mais usados são o betão e a pedra, figuras A1.12, A1.13 e A1.14.



Figura A1.12 - Exemplo de ponte em arco metálico.



Figura A1.13 - Exemplo de ponte em arco de betão armado: Ponte sobre o rio Tua.



Figura A1.14 - Exemplo de ponte em arco de alvenaria.

A1.2.3 – Pontes de cabos

Esse tipo de ponte pode vencer distâncias até 2100 m, ultrapassando as pontes de arco ou em viga. O tabuleiro da ponte é sustentado por cabos de aço tracionados. Os cabos são fixos em torres situadas nas extremidades da ponte. As primeiras versões foram feitas em madeira e corda. Com o desenvolvimento tecnológico, os tirantes de corda transformaram-se em enormes cabos de aço. Mas o desenho continua dialogando com a imaginação humana (Marques & Cunha, 1999).

Neste grupo distinguem-se as pontes suspensas, figura A1.15, onde os cabos constituem a principal estrutura de suporte ao tabuleiro, estes são ancorados a outro cabo principal que liga o tabuleiro e a as torres, permitindo assim suspender o tabuleiro. O outro tipo pontes são as atirantadas, figura A1.16, onde o tabuleiro é suspenso por cabos inclinados que são fixados aos pilares (Marques & Cunha, 1999).



Figura A1.15 - Exemplo de ponte suspensa: Ponte 25 de Abril.



Figura A1.16 - Exemplo de ponte atirantada: Ponte Vasco da Gama.

A1.3 Componentes principais das obras de arte

Dependendo da tipologia estrutural e do material que constitui as obras de arte, estas apresentam componentes diferentes. Mas, todas estas infraestruturas detêm componentes que são simultâneos em ambas tipologias e materiais, tais como: o tabuleiro, encontros, pilares e aparelhos de apoio, figura A1.17.

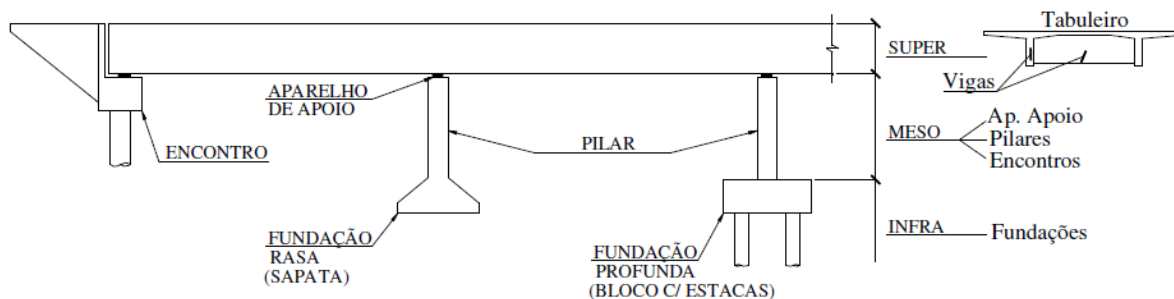


Figura A1.17 - Componentes de uma obra de arte.

A1.3.1 – Tabuleiro

O tabuleiro, figura A1.18, é o primeiro componente a absorver os esforços provenientes do tráfego (seja pedonal, rodoviário ou ferroviário), para além das sobrecargas têm-se ainda os esforços provenientes do vento e frenagem. Mas durante a fase construtiva esse componente já se encontra solicitado por cargas quer na direção horizontal, quer na direção vertical. Para além desses esforços, atuam também deformações impostas, devido à variação da temperatura, à retração e o pré-esforço (Marques & Cunha, 1999).

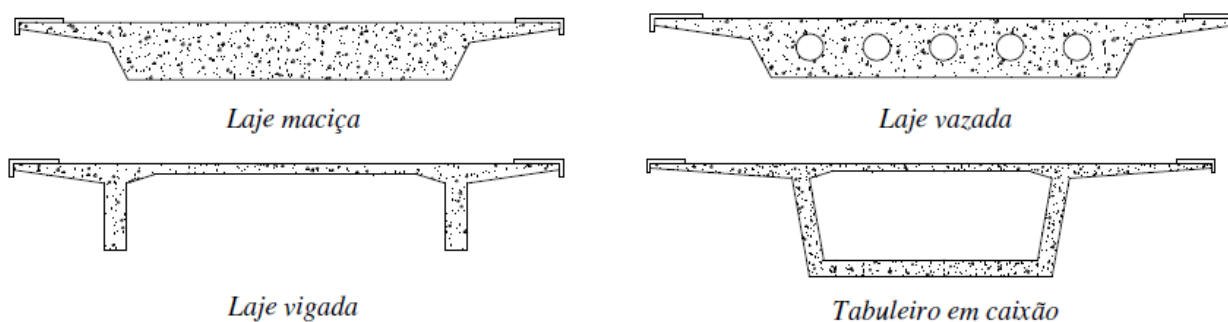


Figura A1.18 - Tipo de tabuleiros.

A1.3.2 – Pilares

O pilar é um componente vertical da ponte e tem como função transmitir os esforços provenientes do tabuleiro para o solo de fundação. Este elemento é constituído por dois componentes: pelo fuste e fundação, figura A1.19.

O fuste pode ser simples ou múltiplo, figura A1.20, e no topo pode ser alargado de modo diminuir o efeito de punçoamento. A secção do pilar varia conforme os esforços que estão a atuar sobre a obra de arte e da forma do terreno local (Marques & Cunha, 1999).

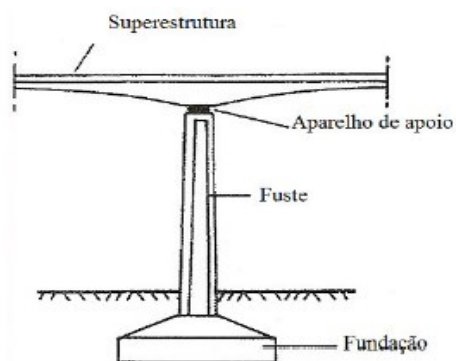


Figura A1.19 - Exemplo de pilar.

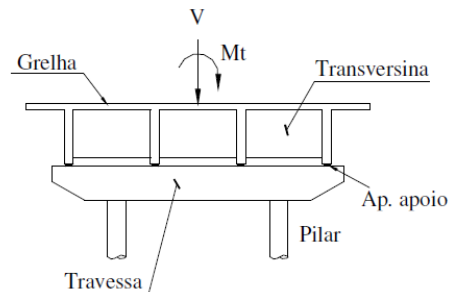


Figura A1.20 - Associação de pilares através de uma travessa.

As fundações são o elemento do pilar que transmite os esforços provenientes do fuste ao solo de fundação. Este elemento pode ser dividido em dois grupos: fundações diretas e indiretas. As fundações diretas utilizam-se quando existe a pouca profundidade solo com a capacidade de absorver os esforços transmitidos pela superestrutura e são constituídos por sapatas ou blocos executados em betão armado.

Recorre-se às fundações indiretas quando o solo não apresenta condições para a execução das fundações descritas no parágrafo anterior. A sua função é transmitir as cargas estruturais ao estrato firme localizado a uma dada profundidade. Podem ser constituídas por estacas, pegões, microestacas e colunas de *jet grouting*.

A1.3.3 – Encontros

É através deste elemento, o encontro, que o tabuleiro da ponte faz a ligação com a via de comunicação. Este elemento estrutural tem como função principal absorver os esforços horizontais devido a frenagem dos veículos, mas também pode suportar esforços verticais ou impulsos das terras transmitidas pelo solo adjacente. Outra função deste elemento é permitir que a superestrutura sofra dilatações, assentamentos de apoio e outras deformações sem que ponha em causa a segurança estrutural. Normalmente os encontros estão associados a muros que podem estar ligados ou não.

Neste elemento estrutural pode-se distinguir dois tipos: os encontros aparentes, figura A1.21, e os encontros perdidos, figura A1.22. A escolha do tipo de encontro depende da superestrutura, da geometria e das condições topográficas (Marques & Cunha, 1999).

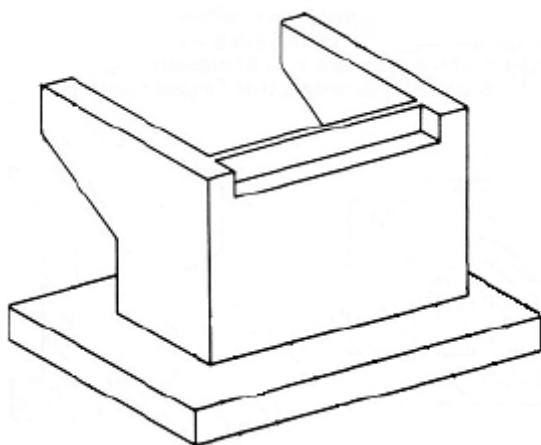


Figura A1.21 - Encontro Aparente (H. Marques & Cunha, 1999).

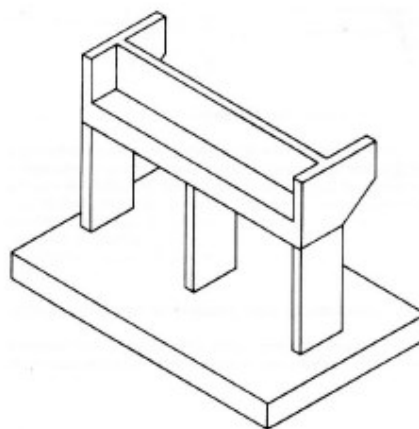


Figura A1.22 - Encontro perdido (H. Marques & Cunha, 1999).

A1.3.4 – Aparelhos de apoio

O aparelho de apoio, figura A1.23, é o dispositivo colocado entre o tabuleiro e os apoios (pilares e encontros) e tem como principal função a transmissão dos esforços do tabuleiro para os pilares e encontros que, por sua vez, transfere até ao solo. Também é a partir desse elemento que se pode restringir alguns movimentos relativos como rotações ou deslocamentos.

Os aparelhos de apoio surgiram em meados do século XIX. As estruturas foram sendo projetadas para vãos cada vez maiores, e face aos grandes problemas das estruturas em transmitir os esforços do tabuleiro para o pilar ou mesmo levar em consideração a variação da temperatura, retração, expansão dos materiais, movimentos de rotação ou de translação, etc., teve-se a necessidade de pensar em um dispositivo que visasse não deixar que tais problemas modificassem os elementos constituintes das estruturas.

Existe vários tipos de apoios, estes são definidos através do seu material e graus de liberdade. De acordo com a norma europeia EN1337 pode-se definir os seguintes tipos de apoio (H. Marques & Cunha, 1999):

Tipo 1: Aparelho de apoio de rotação completa Aparelho de Apoio em elastómero;

- Aparelho de apoio “panela”;
- Aparelho de apoio esférico;
- Aparelho de apoio pêndulo pontual;
- Aparelho de apoio guiado com bloqueamento;

Tipo 2: Aparelho de apoio de rotação axial AA de pêndulo;

- Aparelho de apoio cilíndrico guiado segundo direção longitudinal ou segundo a direção longitudinal mais a direção transversal;

- Aparelho de apoio de rolete simples;

Tipo 3: Aparelho de apoio esférico e cilíndrico onde a carga horizontal é suportada pela superfície de deslizamento curva;

- Aparelho de apoio esférico fixo ou com elementos de deslizamento unidirecional;
- Aparelho de apoio cilíndrico fixo ou guiado na direção transversal;

Tipo 4: todos os restantes aparelhos de apoio.

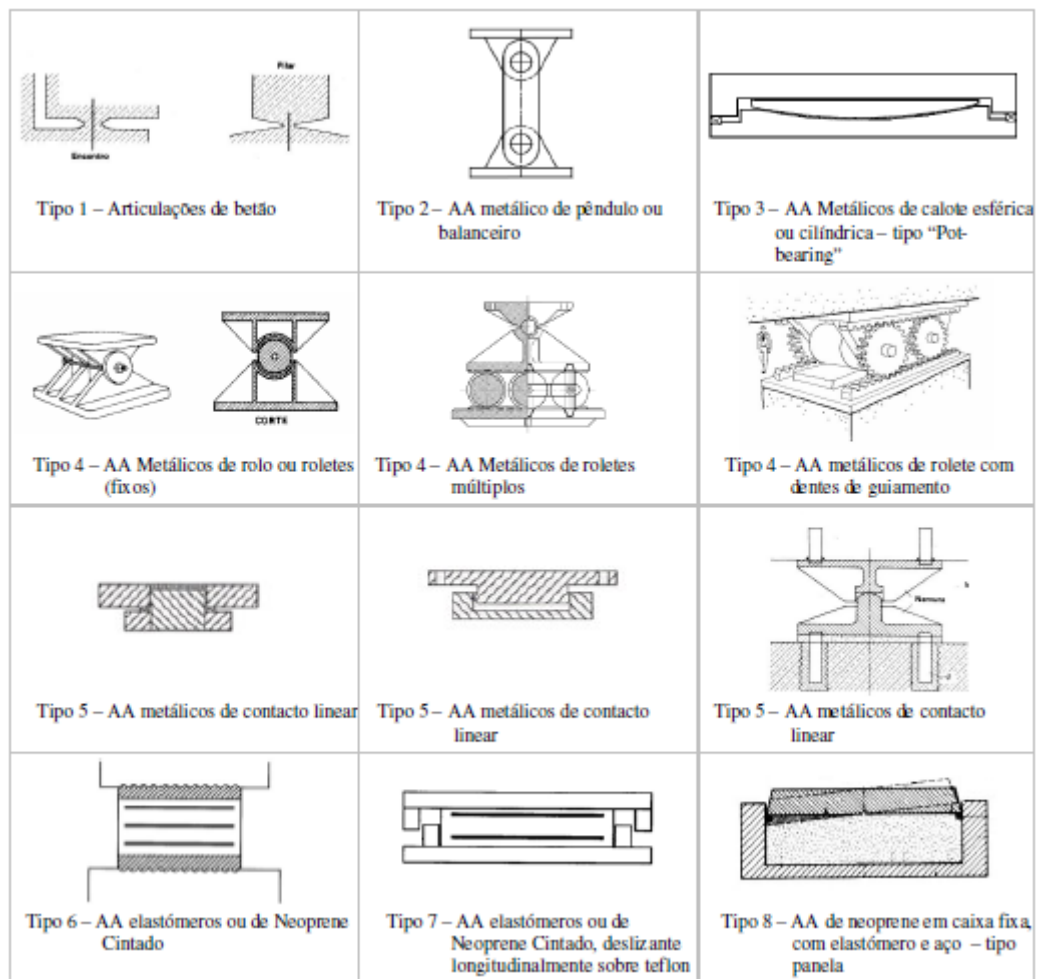


Figura A1.23 - Tipos de aparelho de apoio (Marques & Cunha, 1999).

A1.4 Ciclo de vida

Num ciclo de vida de uma obra de arte (ou numa estrutura qualquer) distingue-se em quatro fases: conceção, construção, exploração e demolição.

É fundamental que nestas quatro fases do ciclo de vida se tenha presente a qualidade e a funcionalidade, para que a estrutura obtenha o melhor desempenho possível.

É durante a fase de conceção, que se define a estrutura de acordo com as exigências do dono de obra e também se caracteriza os materiais e processos construtivos a utilizar. É importante que nessa fase o dono obra informe o projetista do período de vida útil da estrutura porque influencia a sua conceção.

Os regulamentos em vigor dão especial atenção às questões relacionadas com os aspetos estruturais, abordando o conceito de durabilidade implicitamente. Por outras palavras, os efeitos de degradação e deterioração das estruturas são considerados indiretamente, através da especificação do recobrimento mínimo, da razão entre o aço e o betão máxima, da quantidade mínima de cimento, teor de ar e tipo de cimento. No sentido de se prolongar a vida útil de uma obra de arte e de se prevenir o aparecimento de patologias na estrutura e nos equipamentos nela instalado, será necessário durante a fase de conceção e projeto ter em consideração diferentes fatores, tais como: a natureza e qualidade dos materiais a aplicar, a definição dos mecanismos de degradação e dos modelos de simulação, as disposições construtivas, as condições ambientais, prever a realização de inspeções e ações de manutenção e conservação, apresentar especificações técnicas adequadas no sentido de se garantir qualidade na construção (Marques & Cunha, 1999).

Na fase de construção, para se garantir uma boa qualidade, é necessário que a fiscalização execute um controlo apertado dos materiais aplicados, que as disposições indicadas nos projetos sejam cumpridas e que os processos construtivos sejam executados sobre as boas normas da construção civil. Uma das principais falhas que mais ocorrem nessa fase são a utilização de mão-de-obra não qualificada para execução de grandes volumes de construção num curto espaço de tempo (Marques & Cunha, 1999).

Para a estrutura manter a qualidade das condições de serviço para qual foi projetada é necessário implementar inspeções periódicas, ações de manutenção e conservação de todos os elementos e equipamentos da estrutura. Em suma, é fundamental elaborar um sistema de gestão de obras de arte. Pode-se então afirmar que para se garantir a durabilidade “as estruturas de betão armado, devem ser projetadas, construídas e utilizadas, de tal maneira que, debaixo da influência do meio previsto, mantenha as suas condições de segurança, serviço e aparência aceitáveis durante um período de tempo explícito ou implícito, sem requerer custos anormalmente altos de manutenção e reparação” (Delgado, 2000).

A fase da demolição acontece quando a estrutura deixa de desempenhar as funções para a qual foi projetada. Nesta fase é importante executar um bom plano e gestão de resíduos de construção de demolição, para que se possa reutilizar ao máximo os materiais provenientes da estrutura, de modo a causar o menor impacto possível no ambiente.

É importante destacar que Ferry Borges e Castanheta (1972) são os autores dos primeiros estudos sobre o tema da fiabilidade e avaliação de segurança estrutural, em Portugal. Foi partir desses estudos que o conceito de risco estrutural começou a fazer parte da engenharia estrutural em Portugal, que traduz que a estrutura, ao longo do seu período de vida, poderá ter estados de dano desfavoráveis, num determinado intervalo de valores de probabilidade de ruína (Marques & Delgado, 2012).

ANEXO 2

SOLUÇÕES DE REFORÇO E INTERVENÇÃO

A2.1 Introdução

O objetivo do reforço sísmico de uma obra de arte é garantir uma melhor distribuição dos esforços gerados por um sismo e um controlo/limitação das deformações dos elementos da estrutura. Uma intervenção na estrutura tem que confirmar os seguintes parâmetros:

- O comportamento da estrutura após reforço seja o previsto em projeto;
- Facilidade de montagem in situ;
- Que seja uma intervenção mais económica possível.

Ao executar técnicas de reforço sísmico em pontes pode-se obter vários resultados no comportamento final da estrutura, dos quais se destacam (Bousias, 1989):

- Aumentar o amortecimento de certos elementos;
- Aumentar a resistência de certos elementos;
- Reduzir a frequência própria da estrutura;
- Aumentar a rigidez global da estrutura;
- Aumentar a ductilidade de certos elementos da estrutura.

Com os sistemas de reforço sísmico existentes, pode-se subdividi-los nos seguintes grupos, figura A2.1:

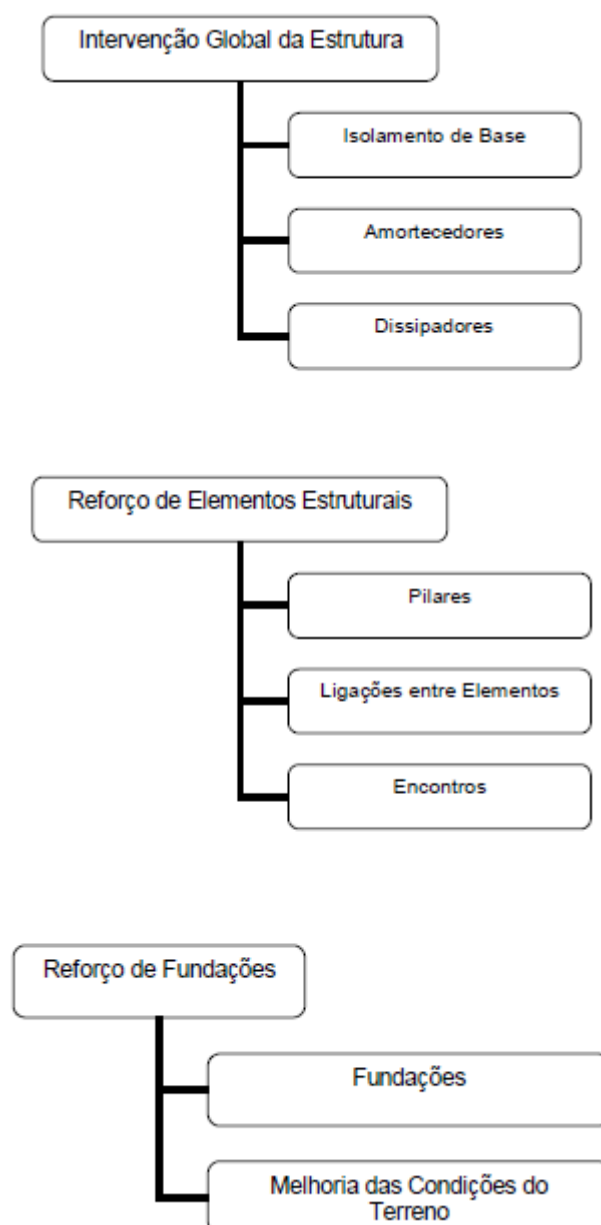


Figura A2.1 - Esquema dos grupos de reforço (Bousias, 1989).

A2.2 Intervenção Global da Estrutura

Um reforço sísmico por intervenção global da estrutura pressupõe-se na aplicação de métodos de isolamento sísmico. O objetivo do isolamento sísmico é a separação parcial dos elementos da estrutura de modo a reduzir as acelerações provocadas pelo sismo e transmitidas pelo solo à super-estrutura. Esse objetivo é conseguido através da instalação de aparelhos de apoio, com características de grande flexibilidade ou grande rigidez, de modo a criar uma descontinuidade entre os elementos. Muitas vezes, a colocação desses aparelhos pode alterar o funcionamento estrutural que a estrutura possuía. Este tipo de reforço pode-se dividir-se em três grupos: isolamento base, dissipadores e amortecedores de massa sintonizada.

A vantagem do isolamento sísmico é a redução significativa da frequência da estrutura, mas tem como desvantagem um aumento das deformações (Bousias, 1989).

Em Portugal esta técnica começou a surgir no final dos anos 60, com a substituição dos velhos aparelhos de apoio metálicos por aparelhos de apoio elastoméricos. Posteriormente, nos anos 80, começaram-se a utilizar os aparelhos de apoio elastoméricos com a finalidade de reduzir a frequência a estrutura. No último século começaram a aparecer os aparelhos de borracha e os dissipadores viscosos e histeréticos com funções passivas. Tem-se como exemplo a Ponte Salgueiro Maia em Santarém e a Ponte Vasco da Gama em Lisboa, figura A2.2.



Figura A2.2 - Dissipador Histerético.

A2.2.1 – Isolamento Base

O isolamento base tem como função eliminar quase por completo a ligação horizontal entre o solo e a estrutura mas, nas “obras de arte”, costuma-se desligar os pilares do tabuleiro, embora mantendo sempre a ligação vertical. A eficiência deste sistema avalia-se pela capacidade de filtrar as componentes de excitação com frequências que são próprias da frequência fundamental da estrutura (Bousias, 1989).

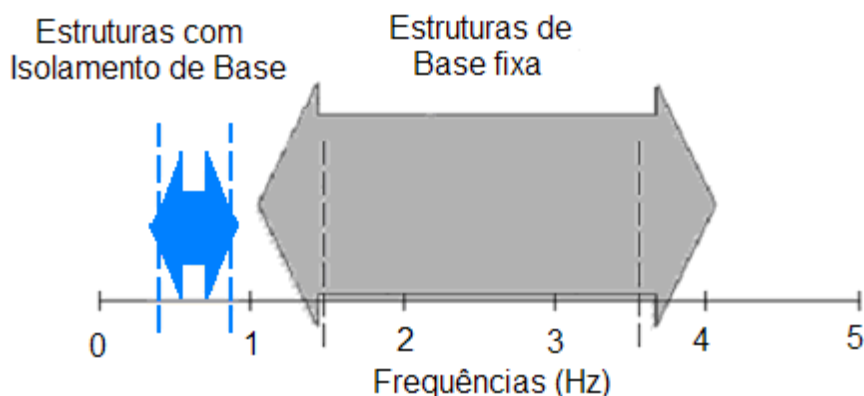


Figura A2.3 - Redução da frequência da estrutura através de isolamento base (Bousias, 1989).

É um método recente é facilmente aplicável em “obras de arte” porque consiste em mudar os aparelhos de apoio existentes por aqueles que se vai referir.

- Sistema Pendular por Atrito – FPS

Este sistema, figura A2.4, consiste numa ponta de aço com a extremidade articulada que vai permitir a outro elemento, com superfície côncava, deslizar. Na atuação de um sismo, esses dois componentes passam a ter um movimento pendular e a dissipação de energia é feita pelo atrito entre essas duas partes. O período do apoio é determinado pelo raio de curvatura da superfície côncava e o amortecimento necessário para dissipar a energia, que é fornecido pela força de atrito dinâmico gerada (Albanesi & Nuti, 2007).

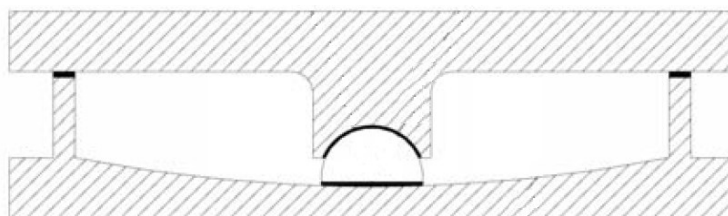


Figura A2.4 - Esquema do aparelho FPS (Bousias, 1989).

- Blocos de borracha com núcleo de chumbo - LRB

Este elemento, figura A2.5, é constituído por borracha corrente, neoprene, ao qual foi adicionado um núcleo de chumbo na forma cilíndrica para aumentar o amortecimento hysterético devido ao comportamento elastoplástico do chumbo. O seu funcionamento consiste no suporte da carga vertical, isolamento das vibrações por parte da borracha e na absorção das vibrações por parte do chumbo. Este aparelho consegue manter o seu desempenho, sem degradação, quando é sujeito a cargas cíclicas.

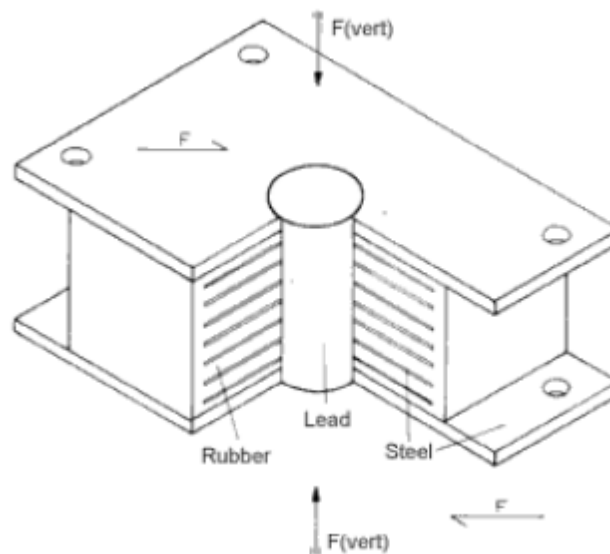


Figura A2.5 – Aparelho LRB (Mimoso, 2008).

- Blocos de borracha de alto amortecimento – HDRB

Os HDRB, figura A2.6, têm um comportamento de dissipação de energia linear viscoso, porque a borracha é otimizada através de aditivos, de modo a melhorar a absorção dos esforços de corte muito elevados. Através destes aparelhos consegue-se coeficientes de amortecimento na ordem dos 10% a 20%.



Figura A2.6 - Aparelho HDRB (Mimoso, 2008).

A2.2.2 – Amortecedor de massa sintonizada - TMD

Os TMD têm a vantagem de poderem ser instalados sem que haja qualquer tipo intervenção na estrutura. A sua função é redução dos níveis de vibração nas estruturas quando estão sobre ações dinâmicas com um certo período.

Um TMD é um dispositivo de controlo passivo que consiste num oscilador de um grau de liberdade, figura A2.7, de massa m_1 , constante de rigidez k_1 e constante de amortecimento c_1 , que representa a estrutura principal, ligado a uma massa m_2 , a uma mola de rigidez k_2 e a um mecanismo de amortecimento viscoso de constante c_2 , como se representa de seguida (Nunes, 1999):

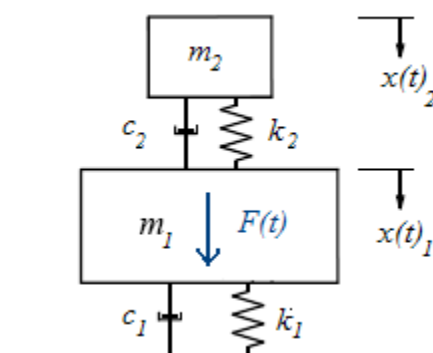


Figura A2.7 - Modelo de Funcionamento de um TMD (Nunes, 1999).

Este sistema, figura A2.8, tem um alto rendimento para a absorção das vibrações, sobretudo excitações de banda estreita. A estrutura ao ser submetida a movimentos dos solos muito fortes aumenta o período e pode desalinhar totalmente o TMD. Por isso, esses aparelhos são mais utilizados para controlo de vibrações provenientes da ação do vento.



Figura A2.8 - Amortecedor de massa sintonizada.

A2.2.3 – Dissipadores

No acontecimento de um sismo a absorção dos esforços que este provoca é feita pela estrutura, através das deformações inelásticas. Mas, com a utilização de dissipadores na estrutura, esses esforços passam a ser absorvidos por estes elementos e o sistema fica salvaguardado. Logo, a utilização destes aparelhos em “obras de arte” é uma alternativa que traz mais segurança estrutural e é económica. Mas a única maneira de determinar a resposta da estrutura com dissipador à ação sísmica para verificar a sua segurança estrutural é com o recurso de análises dinâmicas não lineares. Existem vários tipos de dissipadores, mas os mais comuns são os dissipadores viscosos e histeréticos. Também é usual utilizar soluções nas estruturas em que se contemplam o funcionamento de reforço com isolamento base e dissipadores ao mesmo tempo.

- Dissipadores Viscosos

Este tipo de dissipadores, figura A2.9, funciona à custa da passagem de um fluido com a viscosidade controlada. É através dessa propriedade que se controla a velocidade de dissipação de energia. Esses aparelhos têm como função controlar os deslocamentos do tabuleiro e o nível da força transmitida a estrutura. Conforme o sismo atue na estrutura, o dissipador começa a ter movimentos de tração de compressão, de forma a aquecer o fluido e, posteriormente, a dissipar a energia do esforço provocado pelo sismo (Bousias, 1989).



Figura A2.9 - Dissipador Viscoso.

- Dissipadores Histeréticos Metálicos

Estes dissipadores, figura A2.10, têm um comportamento fisicamente não-linear e é a propriedade explorada para dissipar a energia. A dissipação dá-se pela deformação (que pode ser provocada por corte, torção ou flexão) dos elementos metálicos constituintes do dissipador.

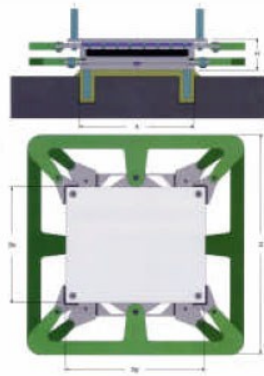


Figura A2.10 - Dissipador Histeréticos (Bousias, 1989).

- Dissipadores visco-elásticos

O comportamento deste dissipador, figura A2.11, engloba as propriedades dos fluidos viscosos e de materiais elásticos ao mesmo tempo. A diferença entre os dois tipos é que, enquanto um material elástico, após retirado o carregamento, regressa de um modo geral, à sua forma original, o fluido viscoso não, pois encontra equilíbrio numa posição deformada após a atuação da carga. O seu funcionamento parte pelas caraterísticas dos materiais acima indicados, logo, se por um lado a energia é automaticamente recuperada após a carga ser retirada (funcionamento elástico), o outro é dissipado em calor pelo material (fluido).



Figura A2.11 - Dissipadores visco-elásticos.

A2.3 Reforço de Elementos da Estrutura

Este tipo de reforço consiste em aumentar as características de resistência e ductilidade dos elementos da estrutura. Nem sempre a intervenção é em toda a estrutura ou em todo o elemento. Por exemplo, numa “obra de arte” pode-se só reforçar os elementos pilares e na zona do aparecimento da rótula plástica e, assim, melhorar substancialmente as resistências de toda a estrutura.

A2.3.1 – Reforço de Pilares de Betão Armado

De acordo com os danos observados nos pilares em pontes sujeitas aos sismos recentes conclui-se que estes têm falta de ductilidade e resistência à flexão e corte, sobretudo os que foram dimensionadas com regulamentos antigos. Como causa destas deficiências de funcionamento está a falta de qualidade no processo construtivo, sobretudo nas zonas mais frágeis e a falta de armadura de esforço transverso. O processo de rotura de um pilar inicia pelo aparecimento de fissuras paralelas as armaduras, posterior destacamento do betão e, por fim, arrancamento do aço.

A técnica mais comum de reforçar um pilar no seu todo ou só em secções específicas é o encamisamento, figura A2.12. Esta técnica consiste no envolvimento da secção do pilar (quando se trata de pilares ocos, a zona interior também pode ser envolvida).

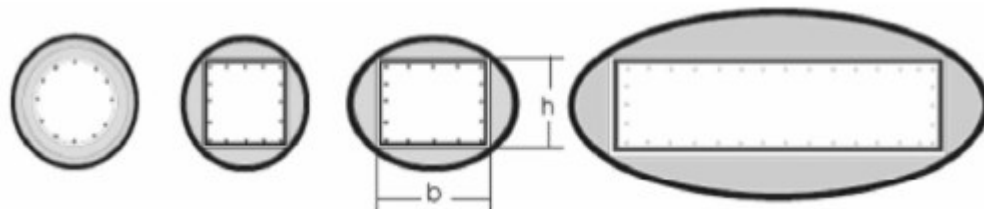


Figura A2.12 - Método de Encamisamento.

O material a envolver a secção do pilar pode variar conforme a necessidade de aumento das características anteriormente descritas, a sua aplicação in situ e o preço do reforço. Os principais materiais a utilizar no encamisamento do pilar são:

- Chapas de aço;
- Materiais compósitos;
- Betão armado ou pré-esforçado.

A2.3.2 – Reforço de Ligações Entre Elementos

As travessas de ligação são geralmente pré-esforçadas. Estes elementos têm uma particular importância, uma vez que permitem a transferência de forças entre os tabuleiros e os pilares, e são muito solicitados em termos de forças de corte e flexão. Um dos métodos de reforço de travessas que se aplica igualmente a qualquer ligação entre elementos é o de acrescentar armadura nessas regiões. Outros dos métodos de reforço, se for possível in situ, é o encamisamento por mantas de fibras das ligações e travessas.

A2.3.3 – Reforço dos Encontros

Não é muito corrente intervir numa ponte só para reforçar essa componente. Mas o tipo de reforço que se costuma fazer neste componente são execução de muros de contenção na testa do encontro de betão armado, blocos de poliestireno expandido, reforçar as fundações do encontro ou o próprio solo, como se explica no próximo ponto.

A2.4 Reforço de Fundações ou do Solo de Fundação

O dimensionamento do reforço de fundações ou do solo de fundação é bastante complexo devido à variabilidade da geotecnia, que resulta em múltiplas e variadas origens de incerteza. Devido a isso, essas técnicas de reforço devem ser executadas com especial atenção de forma a salvaguardar todas as incertezas que surgirão no dimensionamento.

A2.4.1 – Reforço das fundações com micro-estacas

Ao reforçar o solo com micro estacas, figura A2.13, permite vantagens de ocupar pouco espaço na região da fundação e tem o benefício de permitir que as cargas, concentradas sobre o terreno, sejam redistribuídas por vários pontos, em diferentes zonas do terreno. Observa-se, portanto, uma melhoria do estado de equilíbrio das estruturas.



Figura A2.13 - Micro estacas.

A2.4.2 – Reforço do solo de fundação

O Jet Grouting, figura A2.13, tem como objetivo a injeção de calda de cimento a elevada pressão, misturando o terreno com a calda, melhorando assim as suas características mecânicas e aumentando a impermeabilidade do mesmo.

O jet-grouting é um método particularmente interessante nas seguintes condições:

- Reforços de qualquer tipo de fundações, com exceção daquelas que têm elevada sensibilidade a assentamentos e cuja carga é transmitida aos pilares antes de estas atingirem a resistência de projeto;
- Reforço de fundações a partir do interior da própria estrutura;
- Reforço de fundações constituídas por estacas de madeira deterioradas.

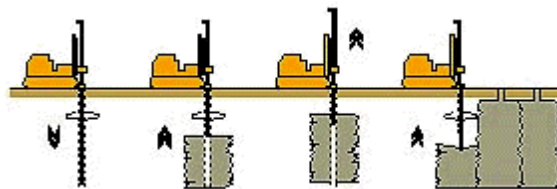


Figura A2.14 - Método Jet Grouting

